

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I
DEL 24 AL 31 DE AGOSTO DE 1992

- 1.- ALVAREZ DEL RIO ENRIQUE
DIRECTOR GENERAL
GRUPO DE INGENIERIA Y ADMINISTRACION S.A. DE C.V.
PETEN 17-2, CP. 03020, COL. NARVARTE
TEL. 538 59 61, B1 DFNA.
- 2.- ARISTA MEZA ANDRES
JEFE DE LA UNIDAD DE ESTUDIOS
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
PRIVADA DEL CAMINERO No. 17. COL. 1o. DE MAYO,
VILLAHERMOSA, TAB. C.F. 86190, TEL. 15 62 12 DFNA.
- 3.- CASTILLO HERNANDEZ IRAU
- 4.- COYOTZI JIMENEZ TOMAS
SUPERVISOR
PROYECTOS ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD
BOULEVARD MANUEL A. CAMACHO 995-304
TEL. 373 06 43 DFNA.
- 5.- CUATLAYOL VELAQUEZ PEDRO
INGENIERO CIVIL
CONSTRUCCION
13 SUR 903-10, PUEBLA, PUE., TEL. 46 41 91 DFNA.
- 6.- DIAZ MEMBRERO MAURICIO ANTONIO
INGENIERO DE PROYECTO
CONSULTORA TECNICA S.A.
CALLE SAN ANTONIO ABAD No. 3045, SAN SALVADOR,
EL SALVADOR, TEL. 74 34 16 DFNA.
- 7.- FUENTES GARCIA CARLOS ARTURO
TECNICO SUPERIOR
UNIDAD DE INSPECTORES DE OBRAS Y OPERACION (SCT)
CENTRO NACIONAL SCT, CUERPO A, 4o. PISO, ALA PONIENTE,
COL. NARVARTE, DELEG. BENITO JUAREZ, C.P. 03020
TEL. 519 48 18 DFNA.
- 8.- GALLEGOS RIVERO ARMANDO
SUPERVISOR DE OBRAS
PROYECTOS, ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD S.A.
ECHEGARAY, BOULEVARD M. AVILA CAMACHO 995-304, ECHEGARAY
NAUCALPAN, EDD. MEX. TEL. 373 06 43 DFNA.
- 9.- BANDARA ANDRADE JULIAN
INGENIERO "A" SUPERVISOR
PETROLEOS MEXICANOS
INTERIOR DEL CAMPO PEMEX, COL. HERRADURA, POZA RICA, VER.
TEL. 205 60 DFNA.

- 10.- KIM OLGUIN MARIO LUIS
PROFESIONISTA "A"
PEMEX
DOMICILIO CONOCIDO, AGUA DULCE, VER., TEL. 301 10 DFNA.
- 11.- MAGANA GARCIA ROBERTO
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE CONTROL Y CALIDAD DE LA D.P.
CONTRALORIA GENERAL DE ESTADO DE B.C. (SECRETARIA)
PASAJE TLAQUEPAQUE No. 1180, MEXICALI, B.C.
TEL. 57 37 01 y 57 04 07 DFNA.
- 12.- DLAYA HERNANDEZ JOSE
- 13.- OLIVARES LIRA EFRAIN
- 14.- ORTEGA MEZA A. HECTOR
JEFE DE DEPARTAMENTO
GOBIERNO DEL ESTADO DE MEXICO
SOR JUANA INES DE LA CRUZ 103, SUR, COL. CENTRO, C.P.
55000, TEL. 14 28 53 DFNA.
- 15.- RAZCON RODRIGUEZ MARIA NOEMI
AUXILIAR DE LA UNIDAD DE LABORATORIO
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
EJERCITO NACIONAL 283, COL. MAESTROS FEDERALES
TEL. 617 878
- 16.- RIVERA RIGOBERTO
- 17.- ROCHA VELAZQUEZ RAUL
TECNICO SUPERIOR
PUERTOS MEXICANOS
AV. MUNICIPIO LIBRE 377, COL. STA. CRUZ ATOYAC, DELEG.
B. JUAREZ, TEL. 688 84 87 DFNA.
- 18.- RODRIGUEZ RUFINO GABRIEL
PROFESOR DE CARRERA ASOCIADO
U.A.D.Y. FACULTAD DE INGENIERIA
CALLE 41 Y 15 EXTERRENOS DEL FENIX
TEL 27 10 33 DFNA.
- 19.- ROJAS RODRIGUEZ JOSE
INGENIERO
PROYECTOS E INGENIERIA PYCOR, S.A.
RIO TIBER No. 66, COL. CUAUHTEMOC, DELEG. CUAUHTEMOC
TEL. 533 58 90 DFNA.
- 20.- SUSANO NAZARIO JUAN
JEFE DE SUPERVISION
PACCSA INGENIERIA S.A. DE C.V.
VIVEROS DE ASIS No. 4, VIVEROS DE LA LOMA, TLALNEPANTLA
EDO. DE MEX., TEL. 362 14 31 y 361 13 62 DFNA.
- 21.- TOLEDANO OLIVARES BENITO
INGENIERO
S.C.T.
COYDACAN 1895, COL. ACACIAS, DELEG. BENITO JUAREZ
TEL. 534 95 04 DFNA.
- 22.- VILLANUEVA CASADOS RAMON
SUPERVISOR DE OBRAS
PETROLEOS MEXICANOS
GALEANA 305- ALTOS, CENTRO. CARDENAS, TAB.
TEL. 209 49 DFNA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 FACULTAD DE INGENIERIA
 DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 24	9:00 a 9:15	INTRODUCCION	
	9:15 a 10:30	PAPEL DE LA MECANICA DE SUELOS EN LA TECNOLOGIA DE PAVIMENTOS	ING. ROBERTO SOSA GARRIDO
	10:30 a 10:45	R E C E S O	
	10:45 a 12:15	MATERIALES PARA PAVIMENTOS	ING. RUBEN REYES REYES
	12:15 a 12:30	R E C E S O	
	12:30 a 13:30	MATERIALES PARA PAVIMENTOS	ING. RUBEN REYES REYES
	13:30 a 15:00	C O M I D A	
	15:00 a 16:30	IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS	ING. JAVIER HERRERA LOZANO
	16:30 a 16:45	R E C E S O	
	16:45 a 17:45	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
17:45 a 18:00	R E C E S O		
18:00 a 20:00	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.	
Martes 25	9:00 a 10:30	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
	10:30 a 10:45	R E C E S O	
	10:45 a 12:15	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
	12:15 a 12:30	R E C E S O	
	12:30 a 13:30	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
	13:30 a 15:00	C O M I D A	
	15:00 a 17:30	EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION	ING. MANUEL ZARATE AQUINO ING. MANUEL ZARATE AQUINO
	17:30 a 17:45	R E C E S O	
17:45 a 19:30	TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS	ING. JAVIER HERRERA LOZANO	

UNITED STATES DEPARTMENT OF AGRICULTURE

GENERAL INVESTIGATION REPORT

NO. 1000

1918

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

...

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO:
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

FECHA: Del 24 al 31 de agosto de 1992

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD	
	CONFERENCISTA					
1	ING. ROBERTO SOSA GARRIDO					
2	ING. RUBEN REYS REYES					
3	ING. JAVIER HERRERA LOZANO					
4	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA					
5	ING. MANUEL ZARATE AQUINO					
6	ING. BENJAMIN BARREDA AMIGON					
7	ING. RAFAEL LIMON LIMON					
8	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA					
9	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA



SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

TEMA		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
11	CARPETA DE MEZCLAS ASFALTICAS					
12	COMPACTACION EN EL CAMPO					
13	CARPETA DE RIEGO					
14	SELECCION DE EQUIPO DE COMPACTACION					
15	TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION DE MEZCLAS					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL CURSO

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

3

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

OTRO COMENTARIO EN CASO

UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
WASHINGTON, D. C. 20535

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR
DATE: 10/15/68

TO: SAC, NEW YORK
FROM: SAC, PHOENIX
SUBJECT: [Illegible]

RE: [Illegible]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

[Illegible text]

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I
DEL 24 AL 31 DE AGOSTO DE 1992.

ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO
UNIDAD DE INSPECCION DE AEROPUERTOS Y CAMINOS
CENTRO NACIONAL SCT
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA, CUERPO "A" ALA PONIENTE, 4o. PISO,
COL. NARVARTE, C.P. 03020 , MEXICO, D.F.
TEL. 519 06 16, 519 45 58

ING ROBERTO SOSA GARRIDO
DIRECTOR GENERAL DE ESCOPO, S.A. DE C.V.
EJE CENTRAL LAZARO CARDENAS 919, COL. 2a. SECCION DEL
PERIODISTA, C.P. 03600, MEXICO, D.F.
TEL. y FAX 539 31 51

ING. RUBEN BENJAMIN REYES REYES
TRANSVAAL No. 9, COL. AMPLIACION SIMON BOLIVAR (CERCA COL.
ROMERO RUBIO), C.P. 15410
TEL. 789 14 76 y 789 26 82

ING JAVIER HERRERA LOZANO
GERENTE GENERAL DE PROYECTOS, ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD,
S.A.
BLVD.. MANUEL AVILA CAMACHO No. 995-304, COL. ECHEGARAY,
NAUCALPAN, EDO. DE MEXICO.
TEL. 373 06 43, 360 23 72 y FAX 360 59 97

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA
GERENTE GENERAL DE GEOSOL, S.A. DE C.V.
ANTIGUA TASQUEÑA No. 174, COL. CONCEPCION COYOACAN, C.P.
04030, MEXICO, D.F.
TEL. 544 66 02, 544 66 03 y FAX 689 35 13

ING. MANUEL ZARATE AQUINO
GERENTE DE GEOTECNICA DE GEOSOL, S.A. DE C.V.
ANTIGUA TASQUEÑA No. 174, COL. CONCEPCION COYOACAN, C.P.
04030, MEXICO, D.F.
TEL. 544 66 02, 544 66 03 y FAX 689 35 13

ING. BENJAMIN BARREDA AMIGON
SUBDIRECTOR TECNICO
UNIDAD DE INSPECTORES DE OBRAS Y OPERACION. SCT
CENTRO NACIONAL SCT
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA, CUERPO "A" ALA PONIENTE 4o. PISO,
COL. NARVARTE, C.P. 03020, MEXICO, D.F.
TEL. 519 08 29

ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA
GERENTE TECNICO ECISA/MAPSA
(EQUIPOS DE CONSTRUCCION E INDUSTRIA, S.A. DE C.V.)
AUTOPISTA MEXICO-QUERETARO 3065-A, TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.
TEL. 390 69 00

ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA
VICEPRESIDENTE EJECUTIVO DEL GRUPO ICA
MINERIA 145, EDIF. CENTRAL 2o PISO, COL. ESCANDON, C.P. 11800
MEXICO, D.F., DELEG. MIGUEL HIDALGO
TEL. 515 03 17

ING. RAFAEL LIMON LIMON
DIRECTOR GENERAL DE PROYECTOS
ASESORIA Y CONTROL DE CALIDAD, S.A.
BLVD. MANUEL AVILA CAMACHO No. 995-304, COL. ECHEGARAY,
NAUCALFAN, EDO. DE MEXICO
TEL. 373 06 43 y 360 23 72

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
DIRECTOR GENERAL DE GRUPO INGENIERIA INTEGRAL, S.A. DE C.V.
ANA MARIA MIER No. 10, COL. DEL VALLE, C.P. 03100, MEX., D.F.
TEL. 536 03 29, 536 37 70 y FAX 543 52 02

ING FRANCISCO GARCIA BARRUTIA
GERENTE DE CONSTRUCCION DE INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S.A.
DE C.V., DIVISION VIAS TERRESTRES
MINERIA 145, EDIF. "A" 2o. PISO, COL. ESCANDON, C.P. 11800,
MEXICO, D.F.
TEL. CONM. 271 00 39 EXT. 3120 y 3121

ING. GABRIEL GUTIERREZ ROCHA
SUBDIRECTOR DE CONTROL DE CALIDAD, DIRECCION GENERAL DE
PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES. SCT
AV. COYDACAN No. 1895, 1er. PISO, COL. ACACIAS, C.P. 03240,
MEXICO, D.F., TEL. 524 63 09 y 524 95 41

ING. LUDWIG LINDNER STRAUSS
DIRECTOR GENERAL DE CONSTRUCTORA BAU, S.A. DE C.V.
ALCANFORES No. 49, INTERIOR 11, COL. LAS AGUILAS, C.P. 01710,
MEXICO, D.F., TEL. 593 86 62 y 593 87 35

ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO
GERENTE DE PLANEACION DE DISEÑO Y COORDINACION DE
CONSTRUCTORA, S.A. DE C.V.
ANTONIO MACEDO No. 16-1, COL. ESCANDON, C.P. 11800, MEXICO,
D.F., TEL. 271 85 00, 271 85 22, 271 78 87 y 548 02 53

ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE
GERENTE GENERAL DE SABA PROYECTOS, S.A.
AV. 3 No. 20, COL SAN PEDRO DE LOS PINOS, C.P. 03800, MEXICO,
D.F., TEL. 271 58 91

ING PEDRO GOMEZ COLIO
SUBDIRECTOR DE LABORATORIOS
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS,
SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES, SCT
AV. COYDACAN No. 1895 1er. PISO, COL. ACACIAS, C.P. 03240,
MEXICO, D.F., DELEG. BENITO JUAREZ
TEL. 534 95 65

ING. L. JULIAN BRAVO MARTINEZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE ENSAYES GEOTECNICOS DE LA DIRECCION
GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TECNICOS Y CONCESIONES. SCT.
AV. COYDACAN No. 1895, 1er. PISO, COL. ACACIAS, 03240,
MEXICO, D.F., DELEG. BENITO JUAREZ, TEL. 534 95 04

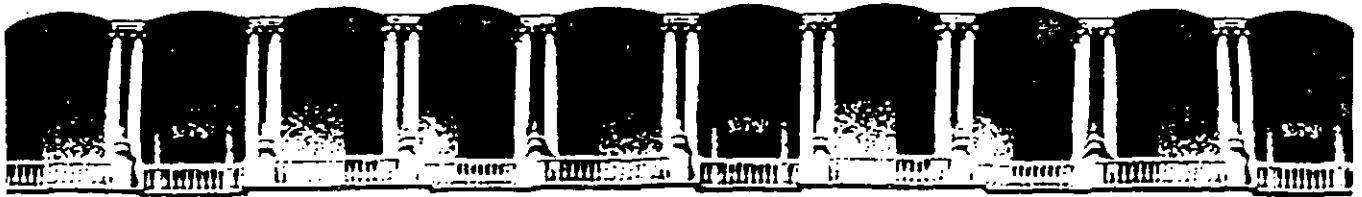
ING. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA
JEFE DE LA UNIDAD DE SERVICIOS TECNICOS
CENTRO SCT JALISCO (DGPSTyC)
CALZ. GRAL. LAZARD CARDENAS No. 4040, COL. CHAPALITA, C.P.
45040, GUADALAJARA, JAL.
TEL. 91 36 29 55 04

ING. JULIAN SANZ LIEVANA
JEFE DE SUPERINTENDENTES DE PROVICA, S.A. DE C.V.
MINERIA No. 145 EDIF. "A", 2o PISO, COL. ESCANDON, C.P. 11800,
MEXICO, D.F., TEL. CONM. 272 99 91 EXT. 3106 y 3107

ING. JORGE AGUILAR
JEFE DEL DEPARTAMENTO TECNICO DE INGENIEROS CIVILES
ASOCIADOS, S.A. DE C.V., DIVISION VIAS TERRESTRES
MINERIA 145, EDIF. "A", 2o PISO, COL. ESCANDON, C.P. 11800,
MEXICO, D.F., TEL. CONM 272 99 91 EXT. 3116, 3117 y 3118

ING. DONATO FIGUEROA GALLO
APSA DE MEXICO, S.A. DE C.V.
CANARIAS No. 1111-2, COL. PORTALES, C.P. 03300, MEXICO, D.F.
TEL. 532 02 55

ING. LUIS GARCIA CHOWELL
GERENTE DE CONTROL DE CALIDAD DEL CENTRO TECNICO DEL CONCRETO
CALLE 4 No. 3, COL. SAN PEDRO DE LOS PINOS, C.P. 01180,
MEXICO, D.F.
TEL. 271 55 77 y 271 46 11



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

1. GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS

ING. ROBERTO SOSA GARRIDO

AGOSTO - 1992

GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS.

I. INTRODUCCION

Para los fines de este capítulo se entiende por "Vías terrestres" las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transportes. Dentro de la denominación deben caer tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural, y lo mismo la pista que dé servicio a aviones de retroimpulso en un gran aeropuerto que la sencilla pista destinada al tráfico de pequeñas avionetas.

Las vías terrestres así definidas se construyen fundamentalmente de tierra y sobre tierra. Desde hace ya bastante tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose por tal no sólo al suelo o roca que exista en el lugar, pasivamente considerado, sino a todo un conjunto de condiciones que comprenden desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica entonces el uso de los suelos, pero un uso selectivo, juicioso y, en lo posible, "científico". Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.

Hoy, la Mecánica de Suelos y la de Rocas se han diversificado tanto, que constituyen dos ramas independientes, con metodología y objetivos propios, dentro del conjunto de las especialidades de la Ingeniería; aunque sus fronteras están estrechamente entrelazadas, tanto como lo están los suelos y las rocas, cuya distinción a menudo es muy difícil, la Mecánica de Suelos y la de Rocas forman cada vez más dos campos separados que exigen a sus respectivos especialistas toda su dedicación personal.

En la Fig. I aparece un esquema de una muestra de suelo separada en sus tres fases y en ella se acotan los pesos y volúmenes cuyo uso es de interés.

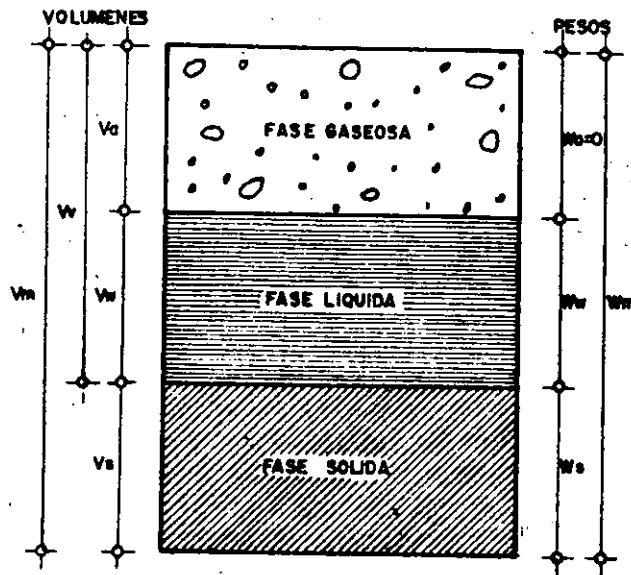


Figura I. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

Las relaciones entre los pesos y los volúmenes se establecen a través del concepto de peso volumétrico, definido como la relación entre ambas cantidades. En la tecnología de las vías terrestres se usan los siguientes:

$$Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

llamado el peso volumétrico de la masa;

$$Y_m = \frac{W_s}{V_s}$$

llamado el peso volumétrico de los sólidos. También se usa, sobre todo en cuestiones de compactación, el peso volumétrico seco, definido como la relación entre el peso de los sólidos y el volumen total del suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Nótese que la expresión anterior puede ponerse:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} = \frac{W_s}{\frac{W_m}{\gamma_m}} = \frac{W_s}{\frac{W_w + W_s}{\gamma_m}} = \frac{\gamma_m}{1 + w}$$

La expresión anterior se usa en compactación de suelos.

Se emplea asimismo el peso específico relativo de los sólidos del suelo, - definido como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

Las siguientes son también relaciones entre pesos y volúmenes que se utilizan mucho en las aplicaciones, por representar conceptos cuya variación sirve para describir fenómenos importantes y, por lo tanto, figuran muy frecuentemente en las fórmulas.

a) La relación de vacíos (e) es el cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente se puede variar de 0 a infinito (vacío perfecto), pero en la práctica sus límites están comprendidos entre 0.25 para arenas muy compactas con finos, y 15 para arcillas altamente estructuradas, muy compresible.

b) Se denomina grado de saturación a la relación entre el volumen de vacíos de un suelo; matemáticamente:

$$G_w (\%) = 100 \frac{V_w}{V_v}$$

El grado de saturación varía de 0% en suelo seco a 100% en un suelo en el que todos los vacíos estuvieran llenos de agua, al que se llama suelo saturado.

c) Se conoce como contenido de agua o humedad de un suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida:

$$w (\%) = 100 \frac{W_w}{W_s}$$

El contenido de agua varía teóricamente de 0 a infinito, pero en la práctica es difícil encontrar valores superiores a 1,000%, que se han medido en arcillas procedentes del Sureste de México; la conocida arcilla del Valle de México suele tener contenidos de agua comprendidos entre 400% y 600%.

Los conceptos anteriores sirven para establecer algunas relaciones útiles, que evitan la necesidad de medirlos todos en el laboratorio. Por ejemplo, en un suelo totalmente saturado basta conocer dos conceptos independientes para, en función de ellos, poder establecer fórmulas para otros; en este caso, las fórmulas más usadas son:

$$e = w S_s$$

$$\gamma_m = \frac{S_s + e}{1 + e} w = \frac{S_s (1 + w)}{1 + S_s w} \gamma_m$$

En el caso de suelos parcialmente saturados (es decir, con parte de sus vacíos ocupada por aire) se precisan tres cantidades independientes para definir a otra dada. Las relaciones más usuales a que puede llegarse son:

$$e G_w = w S_s$$

$$\gamma_m = \frac{1 + w}{1 + e} \gamma_s$$

Atención especial debe darse al cálculo de los pesos volumétricos de los suelos situados bajo el nivel freático. En tal caso, el empuje hidrostático ejerce influencia en los pesos, de acuerdo con las leyes de la boyancia (principio de Arquímedes). El peso específico relativo de la materia sólida sumergida vale:

$$S'_s = S_s - 1$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

$$\gamma'_s = \gamma_s - 1$$

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego sufre un empuje ascendente de 1 ton, que es el peso de dicho metro cúbico de agua.

Para el peso volumétrico de la masa del suelo se obtienen las fórmulas:

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{1 + S_w} \gamma_w$$

$$\gamma'_m = \frac{S_s - 1}{S_s} \gamma_d$$

I-4 CARACTERISTICAS Y ESTRUCTURACION DE LAS PARTICULAS MINERALES.

La forma de las partículas minerales de un suelo es de importancia primordial en su comportamiento mecánico. En los suelos gruesos la forma caracterís-

en donde:

D_{60} : tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad la relación anterior es un coeficiente de no uniformidad, - pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos - con $C_u > 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u > 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la expresión

$$C_u = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

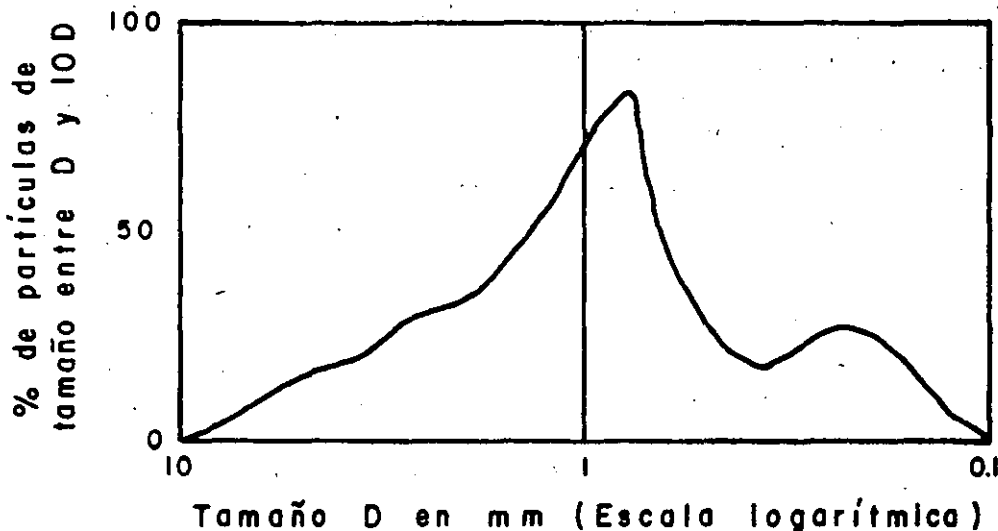


Figura 8. Histograma de un suelo.

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de - tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas aumentativas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la función

$$y = \frac{d(p)}{d(\log D)}$$

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala se milogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la fre cuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños.- El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partí culas del suelo. En la figura 8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han presentado las curvas granulométricas en escala doblemen te logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en - muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una lí nea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los méto dos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tama ños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densíme tro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los ta maños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspon diente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucé sivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta - la malla N° 200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que - representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes - retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa ca ntidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado - por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulati va correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas - aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas -- N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el - paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros pr incipios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como to dos los de ese grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El méto do fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas origi nales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas post eriores, el Public Road Administration de los Estados Unidos encomendó - al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su elimi nación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande pro puso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos - (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, - por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, - con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas - para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron elimi narse al cambiar el procedimiento.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas del suelo en un fluido y el tamaño de esas partículas. Esta relación puede establecerse empíricamente, haciendo observaciones con microscopio, o bien con procedimientos teóricos. Siguiendo estos últimos, G. G. Stokes en 1850 obtuvo una relación aplicable a una esfera que caiga en un fluido homogéneo de extensión infinita. Aun con esa limitación importante (pues las partículas reales de suelo se apartan muchísimo de la forma esférica) la ley de Stokes es preferible a las observaciones empíricas. Aplicando esa ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo S_s que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real; en partículas equidimensionales, este diámetro es aproximadamente igual al medio diámetro real, pero en partículas similares el diámetro real puede ser hasta el cuádruple del equivalente; cabe notar que en partículas muy finas esta forma es la más frecuente. Esta es una razón más para que dos curvas granulométricas iguales, correspondientes a dos suelos diferentes, no indiquen necesariamente la similitud de ambos. Uno podría ser una arcilla muy franca con estructura floculenta y el otro una harina de roca, de comportamiento similar al de una arena.

La ley de Stokes tiene la forma

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\eta} \frac{D^2}{2}$$

en la que

v = velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg;

s = peso específico de la esfera, en g/cm³;

f = peso específico del fluido, en g/cm³ (varía con la temperatura);

η = viscosidad del fluido, en g . seg/cm² (varía con la temperatura);

D = diámetro de la esfera, en cm.

De la fórmula anterior, si D se expresa en mm resulta

$$D = \sqrt{\frac{1,800}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

Aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, la ley de Stokes es válida solamente en tamaños menores de 0.2 mm, aproximadamente (en mayores tamaños, las turbulencias provocadas por el movimiento de la partícula alteran apreciablemente la ley de sedimentación), pero mayores que 0.2 micras, más o menos (abajo de este límite la partícula se afecta por el movimiento Browniano y no se sedimenta). Nótese que por el análisis de tamí

ces puede llegarse a tamaños de 0.074 mm, que caen dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Stokes; este hecho afortunado permite obtener datos - ininterrumpidamente.

El método del hidrómetro está, en su origen, afectado por las siguientes hipótesis.

- a) La ley de Stokes es aplicable a una suspensión del suelo.
- b) Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse. (En general es apropiada una concentración de unos 50 g/litro).
- c) El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde la sedimentación tiene lugar, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las partículas en el instante de efectuarse una medición.

I-6 PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza - existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se desea medir, que sea fácilmente medible y cuya correlación con la magnitud problema sea conocida y confiable; así, midiendo los cambios en la magnitud auxiliar y usando la correlación, podrán conocerse los cambios de la magnitud problema durante el desarrollo de cualquier fenómeno que sea conveniente estudiar. Por ejemplo, la temperatura es muy difícil de medir directamente, pero se mide muy fácilmente en un termómetro clínico, midiendo en realidad una longitud (la de la columna de mercurio); el hecho es posible porque existe una correlación conocida entre el aumento de longitud (dilatación lineal) del mercurio y el aumento de su temperatura. Se recurre así a una medición indirecta fácil y barata de un concepto difícilmente medible en sí mismo.

Lo mismo sucede con la plasticidad en Mecánica de Suelos. El ingeniero está realmente interesado en las propiedades fundamentales de los suelos, tales como resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etcétera. Hoy estas propiedades pueden medirse, dentro de una aproximación que pudiera considerarse razonable, según atestiguan muchas obras de ingeniería, pero tal medición resulta en la práctica larga y costosa para algunos fines. Por otra parte, los trabajos de Atterberg y A. Casagrande han permitido manejar una nueva magnitud en los suelos finos, muy sencillamente medible en los laboratorios más elementales y trabajando con las muestras de suelo también más simples y baratas que se pueda imaginar. Esta magnitud es la Plasticidad; su utilidad radica en que ha sido posible establecer correlaciones entre sus valores y las propiedades fundamentales del suelo; estas correlaciones son suficientemente confiables, por lo menos, para trabajar en las etapas iniciales de un proyecto, cuando la identificación de los suelos y su clasificac

ticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica - que, estadísticamente hablando, todos los canalículos de la masa de suelo - son similares en diámetro.

Es natural que las atmósferas de adsorción de agua en torno a los cristales de mineral no se comporten como un líquido libre, sometido sólo a fuerzas gravitacionales. Por ejemplo, al comparar dos suelos, 1 y 2 si el 1 tiene mayor tendencia a crear atmósferas de adsorción, debe esperarse que la humedad a la cual los dos suelos comienzan a comportarse como un líquido sea mayor en 1 que en 2. Lo que es lo mismo, el suelo 1 tendrá un límite líquido mayor que el 2, si sus cristales tienen mayores atmósferas de adsorción. Es lógico pensar que un razonamiento análogo pueda establecerse para el Límite Plástico y, por ello, para el Índice Plástico. Por otra parte, los límites se han fijado de un modo totalmente arbitrario, por lo que es difícil imaginar que la magnitud de uno de ellos, tomado aisladamente, pueda relacionarse de un modo cuantitativo con los espesores de agua adsorbida.

A causa del gran incremento de superficie específica que está ligado en general al tamaño decreciente de las partículas de un suelo, es de esperar que la intensidad del fenómeno de adsorción esté muy influida por la cantidad de arcilla que contenga el suelo. Skempton ha referido una cantidad denominada Actividad de una arcilla.

$$A = \frac{I_p}{\% \text{ de peso de suelo más fino que } 0.002 \text{ mm}}$$

La actividad puede valer 0.38 en arcillas caoliniticas, 0.90 en arcillas ilíticas y alcanzar valores superiores a 7 en arcillas montmoriloníticas, lo cual da idea de las características de plasticidad de las arcillas, según su composición mineralógica.

Los límites de plasticidad han resultado ser útiles en cuestiones de clasificación e identificación de suelos. También se usan en especificaciones para controlar el empleo de suelos. En cuestiones posteriores de este mismo capítulo se presentarán algunas correlaciones interesantes entre los Límites de Plasticidad y algunas propiedades fundamentales de los suelos.

I-7 EL MECANISMO DE LA CONTRACCION DE LOS SUELOS FINOS POR SECADO.

Es un hecho generalmente aceptado en la actualidad que cuando la superficie de un líquido está en contacto con un material diferente se producen esfuerzos en esa superficie a causa de la atracción entre las moléculas vecinas de los dos elementos diferentes. Al ingeniero de vías terrestres le preocupa muy especialmente el contacto entre el agua y las partículas minerales de los suelos y entre el agua y el aire; generalmente los esfuerzos que corresponden a estos casos son de tensión. La atracción entre las moléculas vecinas de las substancias distintas en contacto puede medirse por el coeficiente de tensión superficial, que resulta ser una propiedad característica

de cada substancia. Probablemente la evidencia más conocida de los fenómenos de superficie es la capilaridad, propiedad por la cual el agua puede ascender y permanecer por arriba de la línea que representa la presión atmosférica, por el interior de un tubo capilar de vidrio o por un canaliculo entre las partículas minerales de un suelo.

$$h_{cr} = \frac{2Ts \cos a}{r \gamma_w}$$

donde T, es el coeficiente de tensión superficial del

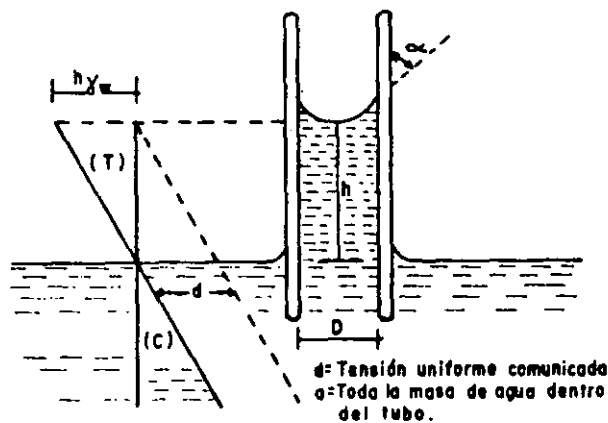


Figura 10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

agua ($0.074 \frac{g}{cm}$ a $20^\circ C$, pues también es función de la temperatura), es el ángulo de contacto entre el agua y la pared del canaliculo, y r es el radio de dicho conducto. En Mecánica de Suelos es razonable pensar que usualmente $a = 0$, o sea que el menisco esférico que forma el agua es tangente a las paredes (menisco semiesférico); en tal caso, la expresión anterior puede escribirse simplemente

$$h_{cr} = \frac{0.3}{D}$$

donde D es el diámetro del canaliculo en cm y h está en la misma dimensión. Se estima evidente la obtención de la expresión anterior considerando $a = 0$.

En la figura 10 se muestra la distribución de esfuerzos en un canaliculo de suelo; el cual se ha idealizado bajo la forma de un verdadero tubo capilar, tal como es común hacerlo en los análisis teóricos de estos temas.

Bajo el nivel libre, la distribución sigue la conocida ley lineal, supuesto que el agua se encuentra en condición hidrostática. Arriba del nivel

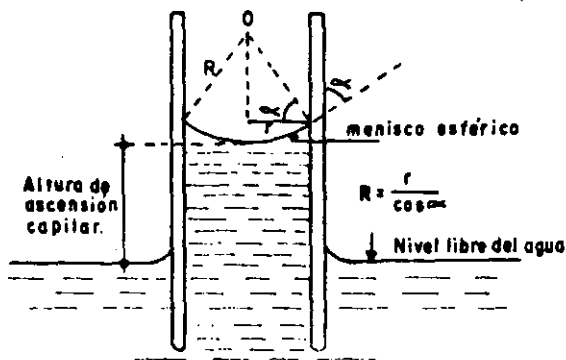


Figura 11. Relación entre el radio del con ducto capilar.

libre, el estado de esfuerzos está representado por la prolongación del dia-grama hidrostático, de manera que en toda la columna de ascension capilar - se tendrán esfuerzos de tension, considerando la presión atmosférica como ori-gen de esfuerzos.

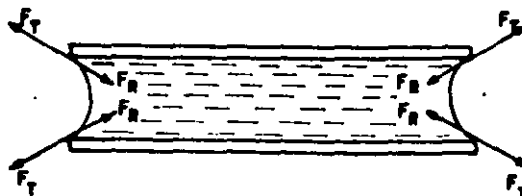
Figura 12. Esquema que ilustra la genera - ción de presiones capilares en un tubo capilar.

En cualquier punto de la columna, el esfuerzo de tension puede obtener-se multiplicando la distancia vertical del punto a la superficie libre por - el peso específico del agua.

$$u = h \gamma_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r}$$

en donde

$$u = \frac{2T_s}{R}$$



En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{g}{\text{cm}^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canalículo. Nótese que el radio del menisco y el radio del conducto capilar están relacionados según se muestra en la Fig. 11, con cuya ayuda se podrá comprender de inmediato el origen de la expresión anterior.

La expresión anterior establece el hecho importante de que el esfuerzo de tensión a que está sometida el agua dentro del suelo, cuando trabaja a tal tipo de esfuerzo, es inversamente proporcional al radio del menisco que se desarrolla en los canalículos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canalículo; es evidente que el radio mínimo de menisco (al que corresponderá la tensión máxima) vale precisamente la mitad del diámetro del conducto capilar que quede entre las partículas minerales, lo que corresponde a un menisco semiesférico (menisco totalmente desarrollado). Nótese que de acuerdo con lo anterior el agua podrá alcanzar esfuerzos de tensión muy importantes dentro del suelo, cuando las partículas minerales estén muy próximas, lo que sucede sobre todo en los suelos muy finos, de acuerdo con la regla de que los huecos entre las partículas gruesas son grandes, en tanto que entre las partículas muy finas (arcillas) son pequeñísimos.

De lo anterior resulta evidente que se puede obtener un menisco totalmente desarrollado siempre que el conducto capilar sea lo suficientemente largo como para permitir que la columna de agua se eleve hasta la altura máxima de ascensión capilar. Si el tubo es más corto, la ascensión capilar queda restringida y se formará un menisco de un radio tal que se restablezca el equilibrio hidráulico, con un esfuerzo de tensión en el agua menor que el máximo posible, correspondiente a una columna de agua también menor que la máxima posible.

Si el conducto capilar se encuentra en posición horizontal, como es el caso del que aparece en la Fig. 12, se formarán gradualmente en sus extremos los meniscos, debido a la evaporación del agua. En cada extremo la curvatura del menisco aumentará hasta la máxima, que corresponde a la forma semiesférica, como ya se dijo; al mismo tiempo, el esfuerzo de tensión en el agua aumentará hasta su valor máximo correspondiente al diámetro del conducto capilar de que se trate. Si continúa la evaporación del agua, los meniscos se retraerán hacia el interior del conducto, conservando su curvatura y manteniéndose, por lo tanto, invariable la tensión en el agua. Se ve, pues, que en un conducto capilar horizontal el esfuerzo de tensión en el agua es el mismo en toda la longitud, a diferencia del tubo vertical, en donde, como se indicó, los esfuerzos siguen una ley de variación triangular.

En el caso del conducto de la Fig. 12, al formarse los meniscos aparecerán en toda su periferia fuerzas de tensión (F_T), causadas por las atracciones entre las moléculas del agua y las paredes. A estas fuerzas de tensión en el agua corresponderán, por reacción, las fuerzas de compresión (F_R) que se muestran; por efecto de estas fuerzas, el conducto capilar tenderá a cerrarse y a acortar su longitud. En toda la masa de agua entre los meniscos existen tensiones; por lo tanto, existirán sobre las paredes del conducto, como reacción, esfuerzos de compresión que tienden a cerrarlo. Como resultado del efecto anterior, una masa compresible, atravesada por tubos capilares sometidos a evaporación, se contraerá volumétricamente.

Si esta ecuación se compara con la anterior, resalta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki$$

que es una manera común de escribir la ley de Darcy.

Analizando la ecuación anterior puede establecerse una excelente definición para el coeficiente de permeabilidad, k , según la cual éste resulta ser la velocidad con que fluye el agua a través del suelo cuando está sometida a un gradiente hidráulico unitario. Naturalmente que las unidades de k son también las correspondientes a una velocidad, lo que se ve de inmediato en la misma ecuación anterior, teniendo en cuenta que i carece de dimensiones. Es obvio que en el valor numérico de k se reflejan propiedades físicas del suelo y del fluido circulante.

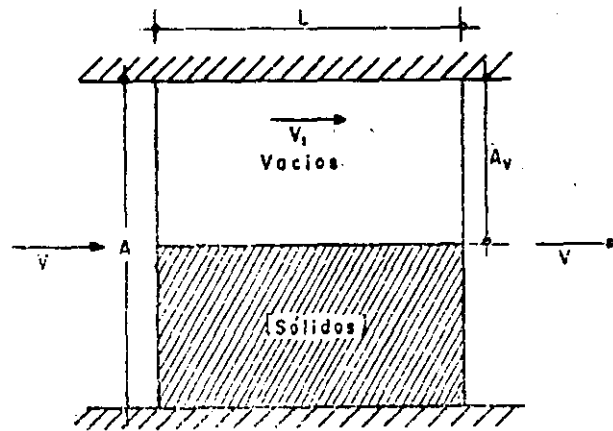


Figura 14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

En realidad, la velocidad v que se ha venido considerando en las dos ecuaciones anteriores no representa ninguna velocidad real con que el agua fluya a través del filtro que llena la conducción mostrada en la Fig. 13. Esta velocidad, llamada de descarga, está referida al área A , total de la conducción, que no es de la que realmente dispone el agua para fluir. Es posible tener una idea aproximada de lo que pudiera ser la verdadera velocidad de agua a través del suelo si se acepta que el flujo sólo es posible a través de vacíos. Tomando en cuenta el esquema de la Fig. 14, se ve que si se define una velocidad llamada de filtración (v_1) que corresponda a esta última consideración, debe tenerse, por continuidad del gasto,

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

$$v_1 = \frac{A}{A_v} v$$

Pero si se considera una dimensión unitaria normal al plano del papel y se recurre a la definición de la relación de vacíos e , puede ponerse

$$e = \frac{A_v}{A - A_v}$$

de donde

$$\frac{1}{e} = \frac{A}{A_v} - 1$$

y

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1 + e}{e}$$

Con lo anterior, la relación entre la velocidad de filtración y la velocidad de descarga resulta ser:

$$v_1 = \frac{1 + e}{e} v$$

En rigor, la velocidad de filtración tampoco es una velocidad "real", puesto que el suelo no es como se muestra en el esquema de la Fig. 14, sino que el flujo ocurre a través de una serie de canaliculos irregulares y sinuosos entre las partículas del suelo. Tanto la velocidad de filtración son simplemente elementos de cálculo que permiten llegar a resultados correctos dentro de las consideraciones que han servido para las respectivas definiciones.

La ley de Darcy es, como se ha dicho, estrictamente experimental, por lo que su validez no puede ir más allá de las condiciones específicas que hayan presidido el conjunto de experiencias que le dieron nacimiento; desde este punto de vista, es un hecho afortunado que Darcy haya experimentado flujos de agua a través de filtros de suelo, utilizando una gran variedad de tipos de suelo y de gradientes hidráulicos, pues esto hace que sus resultados sean aplicables a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos.

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10 ó 100 cm/seg en gravas limpias hasta 10^{-8} ó 10^{-9} cm/seg en arcillas homogéneas montmoriloníticas o bentoníticas, situadas abajo de la zona de intemperismo. La permeabilidad típica de las arenas limpias puede ser del orden de 10^{-2} - 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, llegando a valores de 10^{-4} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ en arenas muy finas; los limos y depósitos de morrena glacial pueden tener permeabilidades tan bajas como 10^{-5} - 10^{-6} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. En general las arcillas tienen permeabilidades menores que 10^{-5} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$. Con permeabilidades menores que 10^{-3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$, un suelo debe considerarse inapropiado para usarse como dren, y con permeabilidad menor que 10^{-7} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ un suelo puede ser considerado prácticamente impermeable.

La permeabilidad de los suelos está influida por las siguientes características de los mismos:

- a) La relación de vacíos.
- b) El tamaño de sus partículas.
- c) La composición mineralógica y físico-química del suelo.
- d) La estructura.
- e) El grado de saturación.
- f) La existencia de agujeros, fisuras, etc.

También depende en forma importante de la temperatura del agua.

No se ha podido establecer una relación confiable entre el coeficiente de permeabilidad y la curva granulométrica de un suelo. Para arenas finas, Allen Hazen obtuvo ya en 1892 su famosa relación:

$$k = C D_{10}^2$$

donde k está en $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y D_{10} es el diámetro efectivo del suelo (el 10% en peso, del mismo, es de ese tamaño o menor), expresado en cm. A despecho de su popularidad, la expresión anterior debe verse simplemente como una burda manera de establecer sólo el orden de magnitud del coeficiente de permeabilidad en arenas de tamaño mediano a grueso (con ellas trabajó Hazen para obtener su relación), y nunca como algo que substituya a las pruebas de laboratorio cuando se requiera una precisión razonable. El valor de la constante C varió entre 41 y 146 en las pruebas de Hazen, y un valor de 120 suele mencionarse como un promedio aceptable para el manejo de la fórmula.

La composición mineralógica de las arcillas influye mucho en la permeabilidad de los suelos, a causa de las atmósferas de adsorción que se forman en torno a los cristales de mineral, adheridas muy fuertemente a éstos y que contribuyen a dificultar el flujo de agua.

La estructuración de los suelos también afecta su permeabilidad. En los muy finos, con minerales en forma laminar, el hecho de que exista una estructura floculada o dispersa es importante, pues en el segundo caso se tienen

permeabilidades mucho mayores en la dirección paralela a las caras alineadas de las partículas, produciéndose así una fuerte anisotropía en la distribución de permeabilidad dentro de la masa de suelo. Estos fenómenos se plantean muy frecuentemente en suelos compactados, en los que la estructura que se obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

Es evidente el efecto del grado de saturación y el de grietas y fisuras que pueda presentar el suelo y se estima que no es necesaria ulterior insistencia para imaginarlo cualitativamente; naturalmente que tales influencias son mucho más difíciles de definir en forma cuantitativa.

I-9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

El suelo es un concepto de tres fases, sólida, líquida y aire. No es posible imaginar tres substancias de comportamiento mecánico más disímulo que un cristal mineral, con alta resistencia al esfuerzo cortante y muy rígido; el agua, relativamente incompresible a presiones ingenieriles, pero con resistencia al esfuerzo cortante insignificante, y el aire, altamente compresible. Sin embargo, al hablar de resistencia de los suelos a los esfuerzos o de esfuerzos en suelos, hay que tener presente que los tres materiales actúan en ligazón estrecha, de manera que la respuesta del conjunto a cualquier carga o la transmisión de los esfuerzos de esa carga al interior del conjunto es una acumulación del comportamiento de los tres componentes. Si se dedica un momento de atención a esta situación, el ingeniero estará preparado a aceptar que los fenómenos de transmisión de esfuerzos y resistencia de los suelos siguen mecanismos tan complicados y cambiantes como los que efectivamente le revelará la práctica profesional.

Un mismo suelo podrá presentar características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación completamente distintas según las circunstancias en que las cargas actúen e influyan de una u otra manera en cada uno de los tres componentes. Se adivina de inmediato la gran influencia que el tiempo tendrá en la respuesta de los suelos, pues son muy conocidos los cambios de comportamiento del agua y del aire, según que las cargas aplicadas actúan muy lentamente o muy rápidamente, con todas las gamas intermedias. Si por efecto de cargas exteriores el agua adquiere presiones elevadas, aprovechando la permeabilidad del conjunto tenderá a fluir hacia zonas de la masa en que prevalezca una menor presión, y este hecho se reflejará en la compresibilidad y en el estado de esfuerzos de las zonas cargadas. En definitiva, puede decirse que la interacción constante de las tres fases del suelo y su muy diferente respuesta a los esfuerzos, producirá en cada proceso de carga una compleja situación en la que los esfuerzos se repartirán de un cierto modo entre las tres fases, siendo esta situación variable con el tiempo y, desde luego, distinta en cada proceso de carga y distinta también, aun dentro del mismo proceso, si se produce cualquier cambio en el balance entre las tres fases.

Considérese una carga P uniformemente distribuida sobre la placa de área A , la cual se apoya sobre un conjunto de partículas minerales, de forma irregular y con vacíos entre ellas (Fig. 15a).

Es evidente que la distribución uniforme de la carga, que resulta admisible en la placa de área A , ya no resulta lógica en las partículas de suelo. -

La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos inferiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos - se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que representa al estado que se tenga bajo la placa; este esfuerzo ficticio resulta de relacionar la carga total actuante con el área total cubierta con la placa ($\sigma = \frac{P}{A}$). Se -

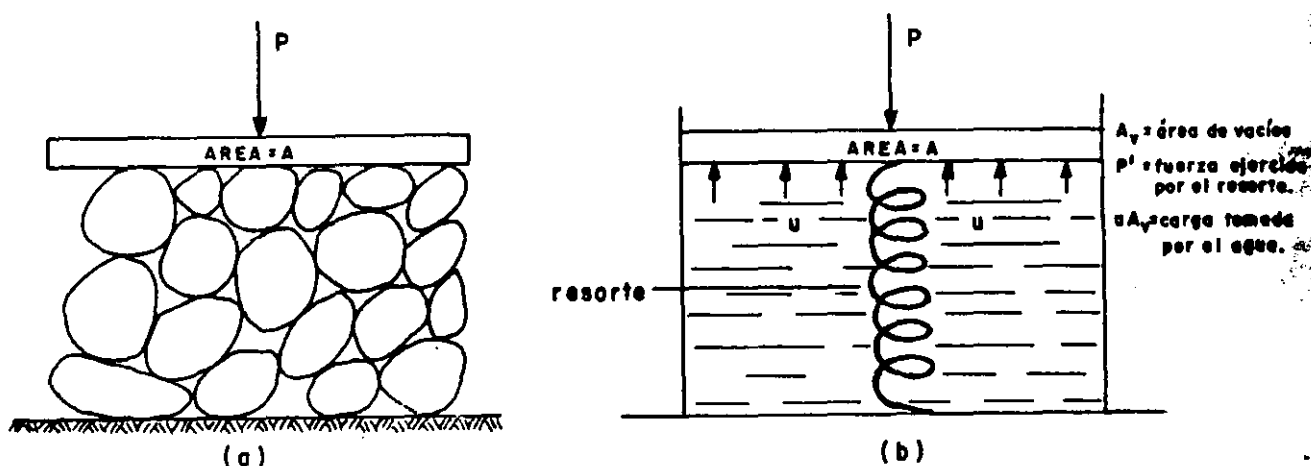


Figura 15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

le llama el esfuerzo total. Es, desde luego, menor que el esfuerzo medio en los sólidos bajo la placa y mucho menor que el "verdadero" esfuerzo actuante en los puntos de contacto entre las partículas.

Si la carga P se aplica a un suelo que tenga sus vacíos llenos de agua, la distribución de la carga en el conjunto será aún más compleja (Fig. 15b). Si u es la presión del agua dentro de los vacíos y A_v es el área de los vacíos medida en un plano paralelo a la base de la placa, entonces $u A_v$ representará la parte de la carga P que soporta el agua de los vacíos del suelo; el resto de la carga P la soportará la estructura sólida del suelo y se transmitirá a través de los granos de la misma. En la Fig. 15b se ha presentado a la estructura sólida del suelo con un resorte. Evidentemente, debe tenerse:

$$P = P' + u A_v$$

donde P' representa a la parte de carga que toma la estructura sólida del suelo o del resorte de la Fig. 15b.

Si se dividen los dos miembros de la expresión anterior por A, área de la placa, se tendrá:

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + u \frac{A_v}{A}$$

o, empleando la notación de esfuerzos

$$\sigma = \bar{\sigma} + u \frac{A_v}{A}$$

La ecuación anterior juega un papel fundamental en la Mecánica de Suelos Moderna y se denomina la ecuación del esfuerzo efectivo. En ella figuran el esfuerzo total, σ , ya definido, y los esfuerzos $\bar{\sigma}$ y u , denominados esfuerzo efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula anterior aparece también la relación

$$N = \frac{A_v}{A}$$

denominada relación del esfuerzo neutral. Como quiera que en los suelos el área de contacto entre los granos sobre un plano horizontal dado es muy pequeña en comparación con el área total cubierta por la placa de área A, se sigue que la relación N valdrá muy aproximadamente 1. Tomándola como tal (y esto se hace normalmente en la Mecánica de Suelos), la ecuación

$$\sigma = \bar{\sigma} + u$$

La ecuación anterior fue propuesta primeramente por Terzaghi y más que a ninguna otra idea debe atribuírsele el mérito de abrir el camino a la aparición de la Mecánica de Suelos Moderna y la posibilidad de estudiar la resistencia y la deformación de los suelos con base científica.

En el concreto o las rocas, en las que los granos de sólidos se interconectan por cristales, el valor de N es apreciablemente menor que 1, pudiendo llegar a valores del orden de 0.5 en mármoles, granitos y en el propio concreto.

Intuitivamente se ve que el concepto de esfuerzo efectivo, así definido, describe mejor el comportamiento de los suelos que los conceptos de esfuerzo total o de presión neutral. Se advierte que si el esfuerzo efectivo aumenta, las partículas sólidas del suelo se presionarán una contra otra, tratando de deslizarse relativamente o de encajarse, para llegar a estructuraciones más compactas; en cambio el mismo aumento con el esfuerzo total y en la presión de poro (con lo que el esfuerzo efectivo permanecerá igual, según la ecuación anterior no tendrá ningún efecto en el acomodo de las partículas.

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

Probablemente una de las características ingenieriles más representativas de un material, desde el punto de vista de definir comportamiento en relación con las necesidades y los usos del ingeniero, es el conjunto de datos de un proceso incitación-respuesta que constituye lo que usualmente se llama la relación o relaciones esfuerzo-deformación.

En efecto, al tratar con un material de construcción, el ingeniero está fundamentalmente preocupado por dos aspectos básicos, en torno a los que puede decirse que giran todos los demás. Estos son, en primer lugar, la resistencia del material a los esfuerzos a los que se someta, problema que lleva aparejado el concepto de falla del material y que en forma breve se comentará más adelante. En segundo lugar preocupa de deformabilidad del material expresada en relación a los esfuerzos que se le apliquen, tanto en lo que se refiere a la intensidad o nivel de los esfuerzos, como a la manera en que se ejerzan, incluyendo su velocidad de aplicación. Esta última gama de comportamiento es lo que el ingeniero describe en forma primaria por medio de una relación esfuerzo-deformación. Si los suelos fueran homogéneos, isotrópicos y linealmente elásticos, sería posible describir su comportamiento esfuerzo-deformación haciendo uso del módulo de Young (E) y de la relación de Poisson, obtenidas de una prueba única y sencilla, tal como una simple prueba de extensión, en que se estirase una barra del material, midiendo las tensiones aplicadas y las deformaciones longitudinales y transversales resultantes. Con las constantes elásticas sería posible, en el material ideal, calcular la relación entre los esfuerzos y las deformaciones para otros tipos de prueba que representasen otras condiciones reales distintas de la tensión simple.

Los suelos no son materiales en que se cumplan las hipótesis anteriores. Independientemente de que en un caso particular pueda resultar útil usar valores de módulo de la elasticidad o de la relación de Poisson, debe tenerse muy presente que éstos valores no son constantes de un suelo, sino cantidades que, en el mejor de los casos, describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para un estado de esfuerzos dado y que cambiarán, quizá radicalmente, si cambia el estado de esfuerzos o si los esfuerzos se aplican de diferente manera. Por eso, cuando en relación con los suelos se mencionan las constantes elásticas anteriores, debe tenerse en cuenta que no representa nada en sí mismas, fuera de la condición particular para la que se ha medido o calculado.

El monto de deformación causado en el suelo por los esfuerzos depende de su composición, de su relación de vacíos, de la historia anterior de esfuerzos aplicados al suelo y de la manera como se le apliquen los nuevos esfuerzos. Para la gran mayoría de los problemas prácticos, el mejor método para -

conocer las características esfuerzo-deformación es medir directamente en -- una prueba de laboratorio o de campo las deformaciones que producen esfuer-- zos lo más similares posibles a los que actuarán en la masa de suelo afecta-- da por el problema real que se estudie.

Existe en la realidad ingenieril una enorme variedad de maneras de apli-- car esfuerzos y de producir, por consiguiente, deformaciones al suelo. Tan-- gran variedad de circunstancias no puede representarse por una sola prueba - de laboratorio, so pena de perder representatividad y, evidentemente, no pue-- de aspirarse a diseñar en cada caso la prueba más representativa a que sea -- dado llegar. Entre éstas dos actitudes extremas, el ingeniero trata de lle-- gar a una solución racional de su inquietud haciendo uso de varias pruebas - de laboratorio, que representen diferentes condiciones entre las que queden-- comprendidas aquellas que son más familiares a la práctica ingenieril.

Las principales pruebas de laboratorio de que se hace uso para determi-- nar características esfuerzo-deformación de los suelos, son las siguientes:--

1. Prueba de compresión hidrostática o isotropa. Es útil para el es-- tudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplican a un espé-- cimen de suelo un estado de esfuerzos hidrostáticos, es decir, esfuerzos de-- compresión iguales, actuando en todas direcciones. Esta prueba no es muy -- usual en la práctica ingenieril.

2. Prueba de compresión confinada o prueba de consolidación. Se eje-- cuta en un aparato denominado consolidómetro o edómetro. Se aplican al sue-- lo (un especimen cilíndrico de poca altura en comparación al área) esfuer-- zos normales verticales, en tanto se impide toda deformación lateral confi-- nándolo en el interior de un anillo de bronce. De ésta manera la deforma--- ción axial define exactamente la deformación volumétrica. Es ésta prueba la relación entre el esfuerzo normal lateral y el normal vertical es el valor - de K_0 , que con el nombre de coeficiente de esfuerzo o presión de tierra en - reposo, juega un papel importante en la Mecánica de Suelos Aplicada. en las formas comunes de consolidómetro sólo se mide el esfuerzo normal vertical y - la deformación axial (también vertical).

La deformación vertical se mide por medio de extensómetros, en tanto -- que el esfuerzo normal vertical se conoce controlando las cargas que se apli-- can al aparato, las que se reparten omogeneamente sobre el área conocida del especimen.

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. -- también es la prueba más útil del laboratorio para conocer su resistencia, - por lo cuál se detallará más adelante cuando se hable de ésta característica fundamental de los suelos. Baste por el momento decir que en ella se mide - la deformación axial de un espécimen cilíndrico de altura aproximadamente -- igual a 2 ó 3 veces el diámetro de su base, mientras se aplican a tal espé-- cimen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión con-- finante) iguales en todas la direcciones horizontales. El espécimen es pri-- meramente sometido a la presión de confinamiento, dada usualmente por agua a presión dentro de la cámara triaxial; después se incrementa el esfuerzo ver-- tical hasta que el espécimen falla (esfuerzo desviador).

La prueba de compresión simple es una variante de la prueba triaxial, - en la que la presión confinante inicial exterior es nula, por lo que no re-- quiere hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión-- hecha en cilindros de concreto.

zo límite, lo cuál puede tener repercusiones muy importantes en el comportamiento estructural del material, que, por así decirlo, continuará resistiendo por completo tras lo que se podría considerar su falla; a diferencia de los materiales de "falla frágil", en los que sobreviene un verdadero colapso, acompañado de gran pérdida de resistencia, cuando sufre cualquier deformación adicional a la correspondiente al esfuerzo límite.

Es muy variable el intervalo de deformación que sea capaz de absorber un material de "falla plástica" en fluencia bajo esfuerzo límite antes de endurecerse.

La relación esfuerzo-deformación de un material no es una característica constante sino que varía con diversas circunstancias dentro del mismo material. En general el comportamiento plástico corresponde a las arenas sueltas y a las arcillas blandas, con contenido de agua relativamente elevado, en tanto que el comportamiento frágil es propio de arenas compactas y arcillas duras. No existe un límite preciso de compacidad a partir del cuál todas las arenas pasen del comportamiento plástico al frágil, sino que hay diferencias en éstos límites al analizar distintas arenas. Por ejemplo Skempton y Bishop reportan el caso en que una arena con porosidad inicial de 37.5% exhibe un comportamiento frágil claro, el cual pasa a ser plástico, igualmente claro, cuando la porosidad alcanza el valor de 45.6%. Por su parte Lambe y Whitman presentan un caso en que una arena con relación de vacíos de 0.605 tenía comportamiento frágil, en tanto que con relación de vacíos de 0.834 su comportamiento era netamente plástico. Respecto a las arcillas suelen hacerse comentarios similares, si bien en éste caso son más los factores que intervienen según habrá ocasión de discutir más adelante.

I-11 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS GRANULARES.

La compresibilidad de suelos granulares ha recibido relativamente menos atención que la que se ha otorgado a los suelos cohesivos, por lo menos hasta hace pocos años. De hecho, estaba en la mente de muchos ingenieros prácticos la idea de que los suelos granulares no presentaban problemas muy serios de deformación; éstas eran siempre muy pequeñas y ocurrían en forma casi instantánea, generalmente al aplicarse las primeras cargas durante el proceso de construcción.

Es posible que éste panorama simplista sea aún hoy correcto si se aplican al suelo granulares esfuerzos de nivel muy bajo. Un criterio como el anteriormente citado quizá pueda aún tenerlo un ingeniero que construya cimentaciones que transmitan al suelo granular cargas moderadas, sobre todo si, como es usual en éstas técnicas, toma la decisión de mejorar la calidad del suelo cuando su compactación natural es baja.

Sin embargo, la ingeniería moderna ha impuesto otros usos a los suelos granulares. Como respaldos de las grandes presas que ahora se construyen o construyendo los grandes terraplenes que las modernas carreteras exigen, es cada vez más frecuente y lo será aún más en el futuro, que los suelos granulares, formados a veces por partículas muy gruesas (pedraplenes y enrocamientos) trabajen sometidos a niveles de esfuerzos hasta ahora completamente inusuales. En efecto, los enrocamientos de más de 150 m en presas de tierra son ya bastante familiares y en caminos y ferrocarriles es ya común construir pedraplenes de 50 a 60 m de altura. Tanto por razones de los materiales que se explo-

tan normalmente en zonas de terreno quebrado, en las que lógicamente se dan éstos grandes terraplenes, como por razones de natural preferencia por parte de los ingenieros, casi por lo general los terraplenes altos de las vías terrestres se construyen con suelos en que los fragmentos de roca, las gravas y las arenas forman la parte principal, la que define el comportamiento mecánico. El ingeniero de Vías Terrestres no es entonces ya ajeno a los problemas de comportamiento de materiales granulares bajo esfuerzos relativamente altos, en los que pueden presentarse problemas serios de compresibilidad. Las deformaciones experimentadas por un elemento de suelo granular son el resultado de las deformaciones propias de las partículas que lo componen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden-

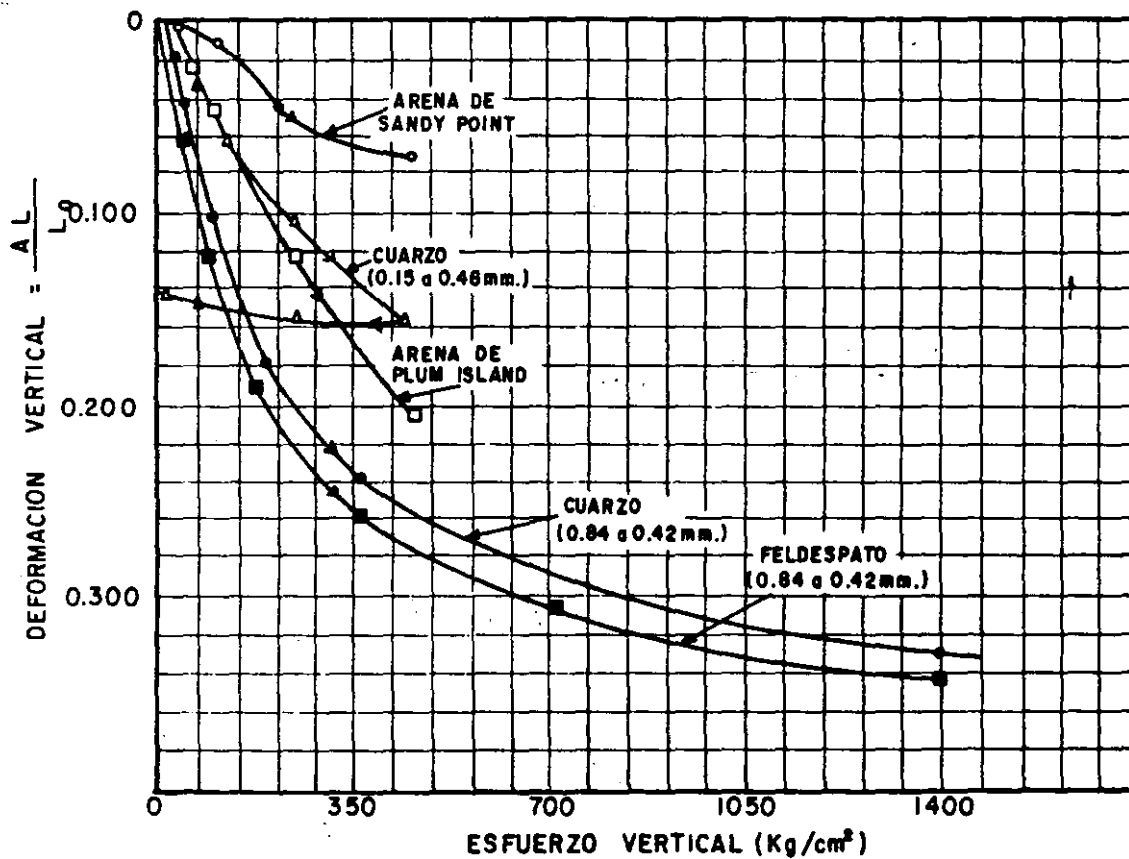


Figura 18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo.

ser muy grandes, especialmente en sus contactos y consisten fundamentalmente en distorsiones y eventualmente en rupturas y desmenuzamientos; el movimiento relativo entre las partículas ocurre por deslizamientos o rodamiento. Con frecuencia los movimientos relativos son posibles por las distorsiones previas que sufren las partículas, y la importancia relativa de éstas dos fuentes de deformación, respecto a la deformación total, puede cambiar a medida que ésta tiene lugar.

A Compresibilidad en compresión isotrópica

Cuando una muestra de arena se somete a compresión isotrópica (ver párrafo I-10) pueden ocurrirle grandes deformaciones volumétricas como consecuencia de colapsos estructurales locales; éstos producen rodamientos y deslizamientos de las partículas y como resultado se ejercen fuerzas cangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, éstas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada.

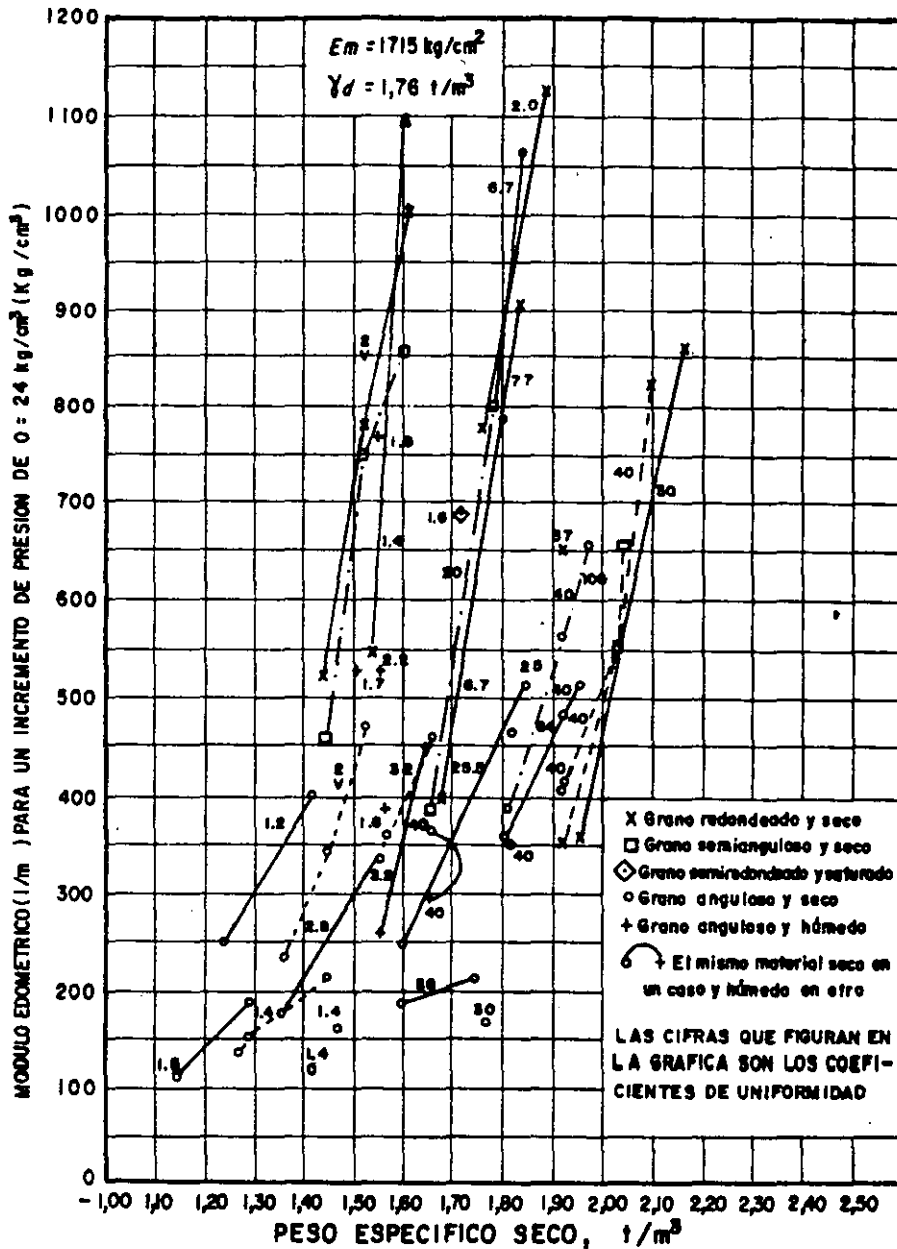
La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo de formación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que ésta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales transmitidas por áreas grandes. Para éste caso, Lambe y Whitman presentan datos sobre el comportamiento de arenas de cuarzo (y el cuarzo es con mucho el elemento más común en casi todas las arenas reales) uniformes, medias y gruesas, inicialmente compactas. Probadas en consolidómetro mostraron un punto de fluencia a partir de esfuerzos del orden de $140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, más allá del

cuál el comportamiento fué plástico, debido al fracturamiento de las partículas individuales, que permitió grandes movimientos relativos. A partir de éstos niveles de esfuerzo la deformación compactó a la arena.

En la figura 18 se muestran resultados de pruebas de consolidación en varias arenas típicas, empleando altos niveles de esfuerzos. Se nota la gran compresibilidad que pueden exhibir los suelos granulares en éstas condiciones, como consecuencia del deslizamiento de las partículas y del fracturamiento, que aunque puede comenzar a esfuerzo bajo, aumenta gradualmente en altos niveles. Los esfuerzos típicos para los que se produce el comportamiento plástico de las arenas y, por consecuencia, sus grandes deformaciones, serán menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas, y éstas sean más angulosas, cuanto más suelto y uniforme sea el suelo y cuanto menor sea la resistencia de las partículas individuales.

Desde luego es cierto que los niveles de esfuerzo al que se refieren las investigaciones citadas por Lambe y Whitman (por mencionar un sólo ejemplo de toda la evidencia esperimental que ya va habiendo) son inusualmente altos en relación a la práctica ingenieril. éstos datos se mencionan, más que nada, como norma de criterio.

Como ya se ha dicho, la deformación de suelos friccionantes en compresión confinada va acompañada de la producción de finos a causa de la ruptura de las partículas; ésta es grande cuando la granulometría es uniforme y mucho más pequeña sin la curva granulométrica es tendida. La producción de finos también crece con la angulosidad de las partículas y con la presión efectiva, e igualmente es mayor cuanto más suelto es el material.



La Fig. 19 presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que se define como módulo edométrico ($E_m = \frac{1}{m_v}$ donde m_v es el módulo de variación volumétrica, correlacionándolo con el peso específico seco correspondiente a diversos grados de compactación.

Los puntos unidos en la figura corresponden al mismo material con distintos grados de compactación; puede observarse de inmediato como aumenta el módulo edométrico al compactar el material. También se ve como un mismo material

es más compresible cuando está húmedo que en estado seco. Los materiales de grano anguloso resultan ser más compresibles que los de grano redondeado, lo cual resulta lógico a la luz de ideas expuestas más arriba. En general -- los suelos con coeficiente de uniformidad bajo se sitúan a la izquierda de la figura, en tanto que los que lo tienen alto lo hacen a la derecha. Cuanto más redondeado son las partículas y mayor es la variedad de tamaños, mayor es el peso específico, que se alcanza con una misma energía de compactación.

C. Compresibilidad en compresión triaxial.

Las características de compresibilidad de materiales granulares han sido estudiadas con un poco más de minuciosidad y en mayor variedad de casos y materiales en aparatos triaxiales, ya mencionados en el párrafo I-10, pero los que se tratarán con mayor detalle en párrafos siguientes de este capítulo.

En el desarrollo de la prueba distinguen dos etapas de comportamiento en cuanto a deformación. La primera etapa corresponde al principio del proceso de carga y en ella se producen deformaciones muy pequeñas, acompañadas generalmente de una disminución en el volumen del espécimen, causado por una tendencia de las partículas a adoptar formas estructurales más compactas. Después viene la etapa de falla, en la cual puede presentarse el máximo de resistencia, si la arena exhibe una falla frágil. Ahora las deformaciones verticales sólo se pueden producir si se desarrollan en la masa movimientos laterales de las partículas que las permitan, y la consecuencia definitiva parece ser un momento en el volumen del espécimen. Este es el efecto de distancia, que fue primeramente observado e investigado por O. Reynolds, en 1885. Como se dijo, en esta segunda etapa queda incluido el punto de resistencia máximo, a partir del cual la arena exhibe una disminución de resistencia, al continuar el proceso de deformación. Esta disminución, más notable cuanto más compacto sea el estado inicial de la arena (materiales de falla frágil marcada), puede explicarse como una consecuencia del acomodo individual de las partículas si se imagina una masa de partículas individuales de arena sobre una superficie horizontal, los planos de contacto entre los granos no serán horizontales sino inclinados, de manera que para producir la falla por cortante no sólo será necesario vencer la fricción grano contra grano, sino que, además, será preciso obligar a las partículas a moverse unas sobre otras, rodando y deslizándose sobre ellas.

La fricción produce la componente normal de resistencia que tradicionalmente se ha incluido en el ángulo de fricción interna, del que se hablará más adelante; pero el movimiento relativo entre las partículas, necesario para la falla, es una fuente adicional de resistencia y de deformación, que depende sobre todo del acomodo inicial de los granos. Si el acomodo inicial es compacto, será grande el monto de resistencia y deformabilidad que representa la necesidad de mover los granos, pero a medida que estos se mueven y van adquiriendo una posición relativa más favorable al deslizamiento (los planos a través de sus puntos de contacto irán siendo más horizontales en el ejemplo que se mencionó al principio de este análisis), irá siendo menor la componente de resistencia debida al movimiento relativo, de manera que adelante de la resistencia máxima el material irá mostrando menor resistencia de conjunto, según la deformación crece; naturalmente esta disminución de resistencia tiene

un límite inferior, representado por aquel arreglo de los granos que permita el deslizamiento relativo de esto sin movimiento de reacomodo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva es fuerza-deformación correspondiente a la falla plástica y será prácticamente insignificante la componente de resistencia por acomodo.

Si los conceptos anteriores son correctos, la relación de vacíos inicial de la arena tendrá una influencia decisiva en su comportamiento esfuerzo-deformación, lo cual parece ser lo que efectivamente sucede, si se toma en cuenta que la falla frágil o plástica de una arena depende sobre todo de su compacidad inicial.

Una de las investigaciones más significativas sobre compresibilidad y resistencia de materiales granulares, es la desarrollada por Marsal y sus colaboradores para el proyecto de grandes presas; Marsal y sus colaboradores disponen de varias piezas de equipo de laboratorio que por su tamaño y características permiten realizar investigaciones muy representativas para definir el comportamiento de suelos fr partículas gruesas en altos niveles de esfuerzos. Este equipo incluye una cámara triaxial de alta presión (hasta 25 kg/cm²), capaz de probar especímenes de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura (con tamaño máximo de partícula de 20 cm); un equipo de compactación a gran escala, y otro que puede probar especímenes con tamaño máximo de 15 cm en condiciones de deformación plana y hasta 22 kg/cm² de presión de confinamiento. Algunas de las conclusiones de los estudios sobre resistencia se mencionarán más adelante y en este párrafo sólo se presentan algunas conclusiones relativas a compresibilidad.

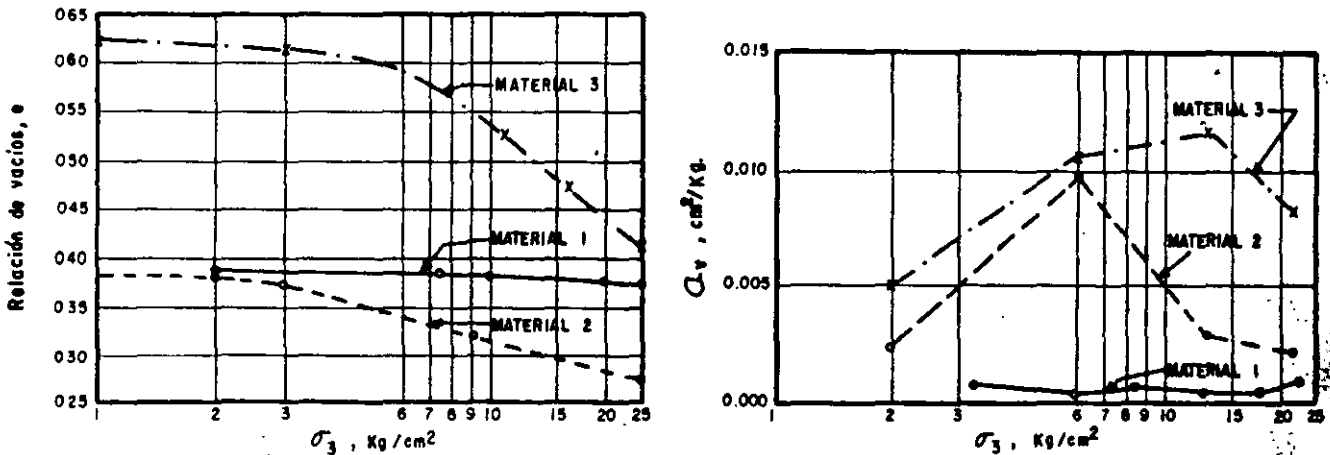


Figura 20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

En la figura 20 aparecen los resultados obtenidos al medir la compresibilidad de tres materiales nombrados 1, 2 y 3.

El material 1 está formado por fragmentos de basalto, producto de trituración. Los fragmentos eran sanos, con una resistencia a la compresión sin con finar superior a 1,000 $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y el peso volumétrico seco del espécimen fue de -

2.14 T/m³. El material 2 fue un gneiss granfítico, producto de explotación -- con explosivos; las partículas presentaban capas delgadas de esquisto; su resistencia a la compresión sin confinar fue de 740 kg/cm² y tenía un peso volu métrico seco de 1.98 T/m³. El material 3 fue otro gneiss granfítico con granu lometría más uniforme que el 2 y con un peso volumétrico de 1.62 ton/m³; no se reporta su resistencia a la compresión sin confinar.

Puede verse en la figura 20 que las curvas relación de vacíos-presión de cámara presentan las características de las de los suelos preconsolidados. En la misma figura se aprecian los valores del coeficiente de compresibilidad a_v para los tres materiales; es de notar que los valores del coeficiente de compresibilidad son suficientemente importantes como para justificar asenta mientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

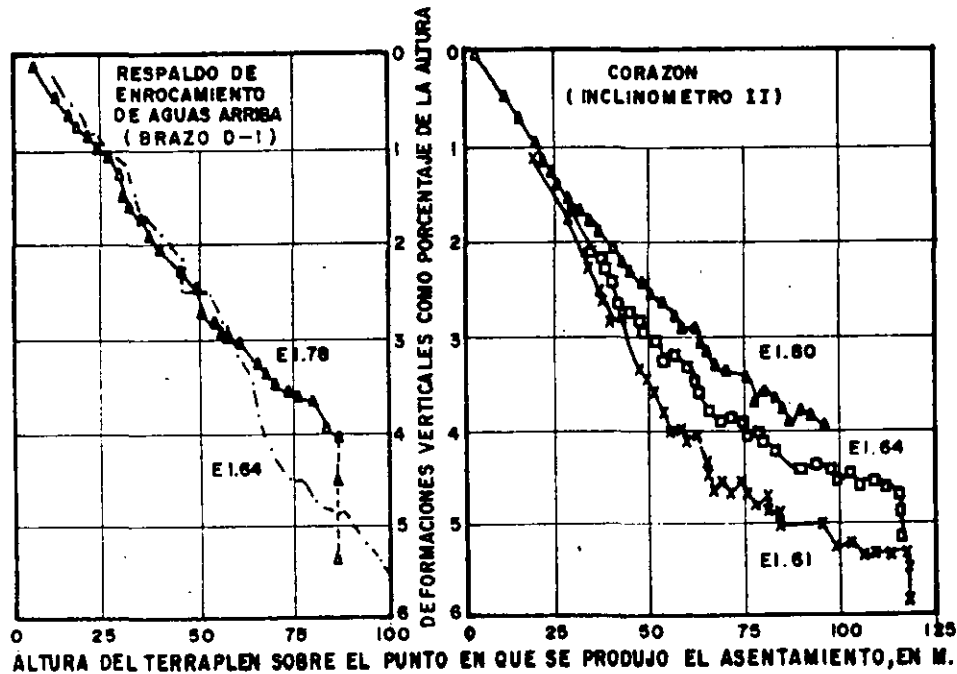


Figura 21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo.

Resultados como los anteriores están contra la actitud tradicional, aún más común en la tecnología de las vías terrestres de lo que fuera de desearse, de sus dimensiones y de como se construyan. De hecho, Marsal y sus colaboradores han encontrado para el caso de la Presa El Infiernillo de 148 m de altura (Fig. 21) que los respaldos de enrocamiento han sufrido asentamientos del mismo orden que los del corazón impermeable arcilloso, construido con materiales de los que tradicionalmente se consideran compresibles.

Un problema fundamental y estrechamente relacionado con la compresibilidad de los suelos granulares y grano grueso bajo cargas importantes y que ha sido puesto de manifiesto por la investigación moderna, es el que se refiere a la ruptura de las partículas y su contribución a la deformación total. El fenómeno produce cambios en la composición granulométrica y en las propiedades mecánicas del material muy especialmente en la compresibilidad. La Fig. 22 muestra las curvas de composición granulométrica de los tres materiales de enrocamiento estudiados por Marsal y sus colaboradores, a los cuales ya se ha

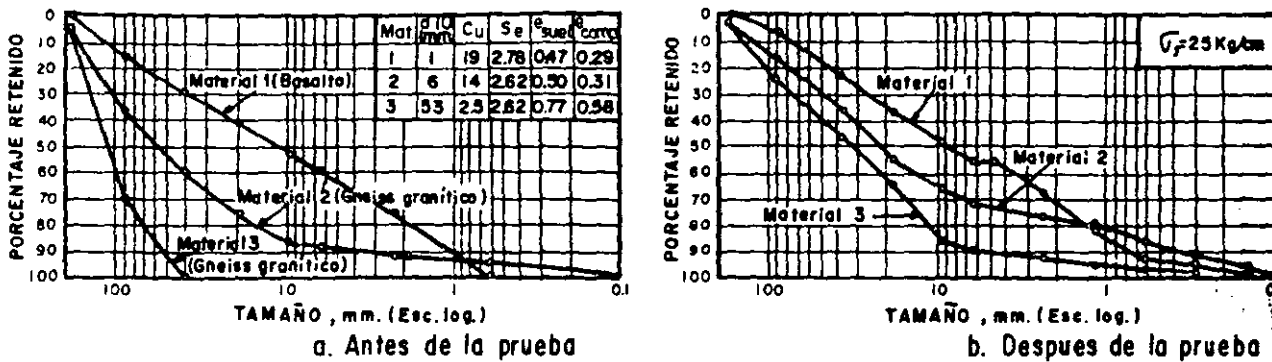


Figura 22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

hecho referencia un poco más arriba, antes y después de ser probados en la cámara triaxial gigante, llegando a presiones de confinamiento de 25 kg_{cm}².

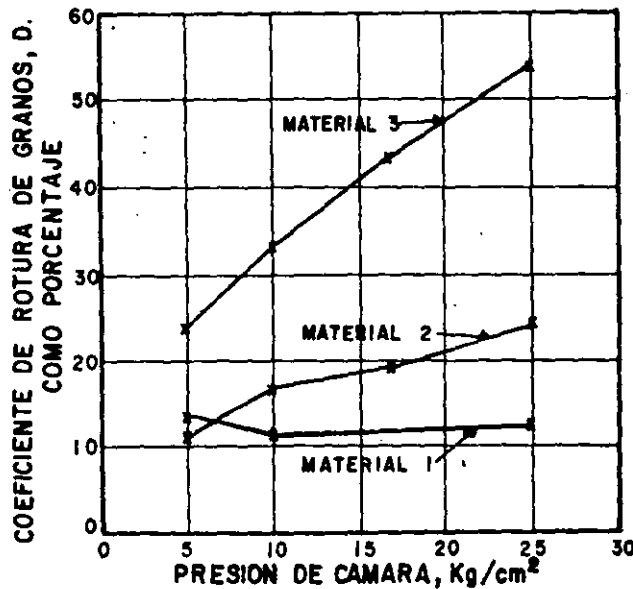


Figura 23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

Es de notar muy especialmente la degradación sufrida por el material -- No. 3 (de granulometría muy uniforme). Aunque el fenómeno es claramente perceptible en los tres materiales. Parece claro que a mayor uniformidad de la granulometría original se tiene mayor rotura de granos.

Marsal propone como medida de la rotura de granos un número. Representado por *b*, que se obtiene como sigue. Una vez que se dispone de la curva granulométrica del material antes y después de la prueba triaxial. Es posible com

parar los porcentajes retenidos en ambos casos y obtener sus diferencias: se consideran positivas las diferencias en que el porcentaje de la granulometría original es mayor y negativas en caso contrario. Pues bien. La suma de las diferencias positivas es precisamente el valor de b buscado. Es evidente que la diferencia en cada porcentaje retenido representa la fragmentación que ha tenido lugar en esa fracción del suelo. En la Fig. 23 se relaciona el coeficiente b de rotura de granos con el valor de la presión de confinamiento utilizada en la cámara triaxial. En diferentes pruebas.

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación.

La deformación de los suelos cohesivos, aún bajo cargas relativamente pequeñas ha sido tradicionalmente reconocida por los técnicos como un problema de fundamental interés, por ser causa de graves deficiencias de comportamiento, sobre todo en cimentaciones de estructuras sobre arcillas blandas o limos plásticos. De hecho, los más tempranos triunfos de la Mecánica de Suelos y mucho de su fama inicial se deben al éxito que tuvo en aquellos momentos en el desarrollo de teoría y técnicas para la predicción y control de asentamientos.

El proceso de deformación de las arcillas bajo carga llama la atención no sólo por los grandes asentamientos que pueden llegar a producirse, sino también lo que estos tienen lugar casi completamente en un largo lapso posterior al momento de aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que una estructura sufra grandes deformaciones años después de su erección.

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de sollicitaciones sobre su masa y que ocurren en el transcurso de un tiempo generalmente largo, se denominarán procesos de consolidación.

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación permanece esencialmente igual la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal; así, el movimiento de las partículas de suelo puede ocurrir sólo en la dirección vertical; ésta es la consolidación unidimensional. Sucede en la realidad, por ejemplo, en estratos de gran extensión en comparación con su espesor, comprimidos bajo cargas que ocupan áreas importantes. También sucede cuando es estrato grueso de arcilla contiene gran cantidad de capas delgadas de arena que la deformación lateral queda restringida a límites despreciables.

En estos casos y en otros similares. Las características de la consolidación de los estratos de arcilla pueden investigarse cuantitativamente con aproximación razonable, realizando la prueba de compresión confinada o de consolidación unidimensional (párrafo I-10) sobre especímenes representativos en suelo, extraídos en forma tan inalterada como sea posible. Se puede así calcular la magnitud y la velocidad de los asentamientos probables debidos a las cargas aplicadas.

Desde luego es cierto que en las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos. En comparación con el tiempo en que el estrato real de arcilla se consolidará bajo la

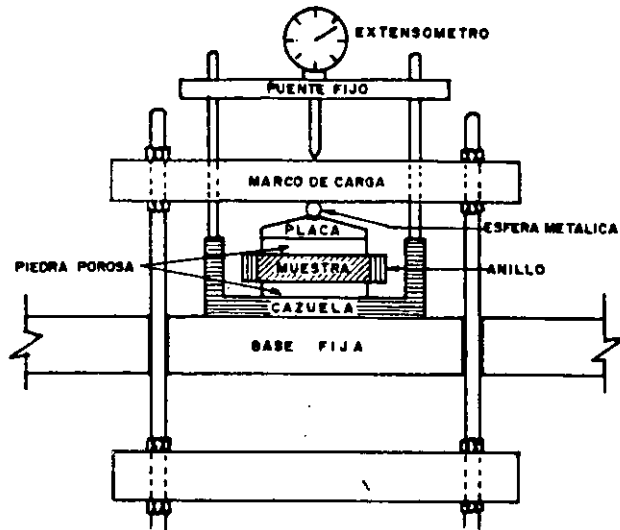


Figura 24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo - flotante.

carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la práctica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en la actualidad es posible que lo anterior sea uno de los factores que influyen en el hecho observado de que los asentamientos predichos sean mayores que los reales.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada con forma de cilindro de pequeña altura en comparación al diámetro de la sección recta. La muestra se coloca en el interior de un anillo, generalmente de bronce, se le proporciona un completo confinamiento lateral. El anillo se pone entre dos piedras porosas, una en cada cara de la muestra; las piedras son de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca en la cazuela de un consolidómetro (Fig. 24) el consolidómetro mostrado en dicha figura es del tipo "de anillo flotante" hoy principalmente usado y así llamado porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo.

Por medio del marco de carga mostrado en la Fig. 24 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda su área con el dispositivo formado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un espacio de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

Cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los

tiempos transcurridos, en escala logarítmica, y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En

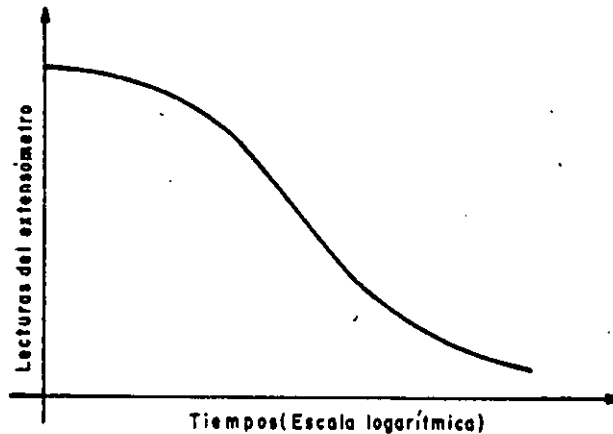


Figura 25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

la figura 25 se muestra en forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente que el inicial, y que puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante sobre el espécimen. En suma, de toda la prueba, una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante, en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes de e en escala natural. Estas curvas se llaman de compresibilidad y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En la figura 26 se muestran, fuera de escala, las formas típicas de estas curvas.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A (Fig. 26.b) es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C de la figura 26.b

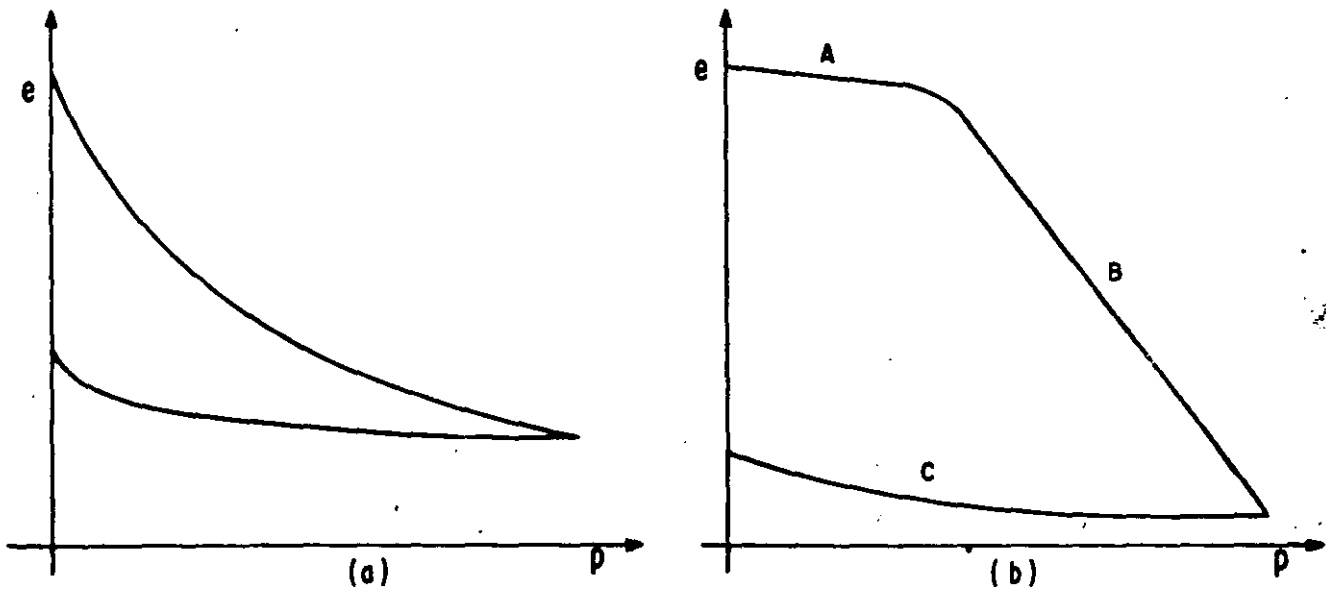


Figura 26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Re presentación aritmética. b) Representación semilogarítmica.

corresponde a esta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recom presión"; el B, "tramo virgen", y el C "tramo de descarga". La razón de estos nombres se comprenderá con lo que sigue.

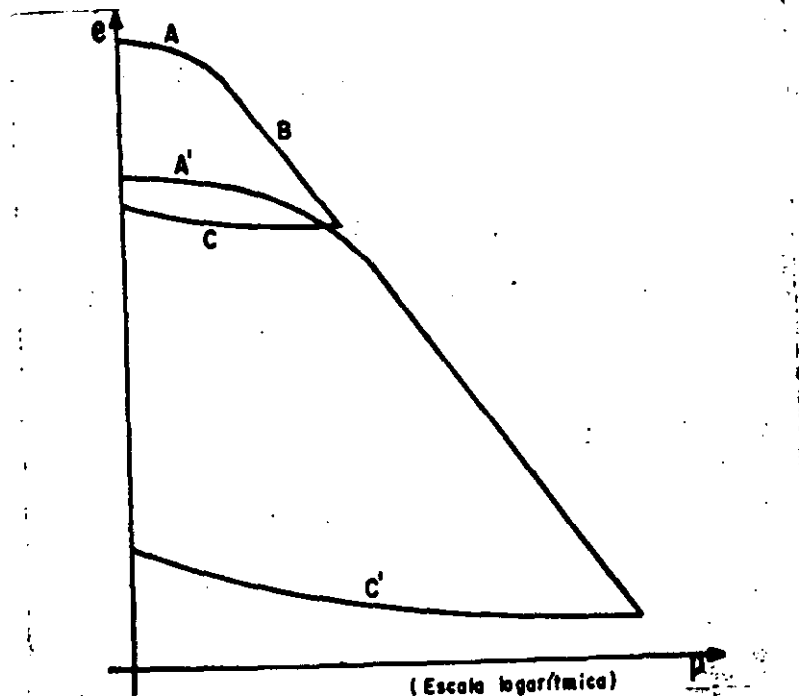


Figura 27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

Considérese un experimento en el cual una muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y completa descarga, correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y, de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar, a una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo; finalmente, la muestra vuelve a descargarse hasta retornar a la condición $p = 0$.

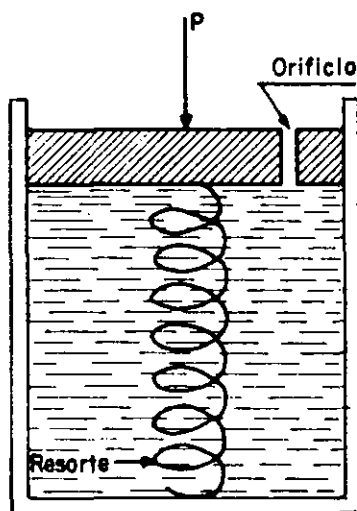


Figura 28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

Haciendo caso omiso de algunos factores secundarios, la forma de las gráficas obtenidas en el laboratorio es la que aparece en la Fig. 27.

En la gráfica A' B' C', correspondiente al segundo ciclo, son de notar los siguientes hechos. El tramo A', de recompresión, se extiende ahora hasta la máxima presión a que se haya cargado al suelo en el ciclo anterior; mientras que el nuevo tramo virgen, B', rápidamente se define como la prolongación del tramo virgen correspondiente al primer ciclo. El tramo de descarga, C' resulta similar al tramo C, primeramente obtenido.

De la posición relativa de los tramos A', B' y C', del segundo ciclo de carga y descarga respecto a los A, B y C, del primer ciclo, puede concluirse que se produce un tramo de recompresión, tal como el A', cuando se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya ha soportado en una época anterior; mientras que un tramo virgen, tal como el B', resulta al aplicar a la muestra presiones nunca antes soportadas. Resultan así lógicos los nombres adoptados para los diferentes tramos.

Cuando se someta una muestra de suelo natural a un solo ciclo de carga y descarga, como es usual en una prueba normal de consolidación unidimensional y se obtenga una gráfica del tipo que aparece en la Fig. 26.b, hay evidencia experimental suficiente para concluir que las presiones correspondientes al tramo A ya han sido aplicadas al suelo en otra época, mientras que las correspondientes al tramo B son de magnitud mayor que las soportadas anteriormente.

A fin de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de suelos finos, se estudiará en primer lugar un modelo mecánico propuesto por Terzaghi, que es una modificación de un modelo originalmente sugerido con otros fines por Lord Kelvin.

Considérese un cilindro de área de sección recta A , provisto de un pistón sin fricción. Con una pequeña perforación en él, tal como aparece en la Fig. 28.

Al pistón lo soporta un resorte unido al fondo del cilindro y éste está totalmente lleno de un fluido incompresible. Si se coloca sobre el pistón una carga P , manteniéndolo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse en nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

Pero si se permite que el fluido salga por el orificio, abriendo éste, también es evidente que habrá una transferencia gradual de cargas del fluido al resorte; en efecto, entre el interior y el exterior del cilindro, en el orificio, habrá en un principio una diferencia de presión igual a P/A , que genera el gradiente necesario para que el fluido salga por el orificio, permitiendo la deformación del resorte que tomará carga de acuerdo con la ley de Hooke. La velocidad de transferencia depende del tamaño de orificio y de la viscosidad del fluido. Es claro que si se permite al resorte una deformación suficientemente grande, se logrará que en la totalidad de la carga P quede soportada por él, volviendo el fluido a sus condiciones anteriores a la aplicación de P .

Si en lugar de un cilindro con un resorte se considera ahora una serie de cilindros comunicados como se muestra en la Fig. 29, la distribución inicial de presiones en el agua será lineal (línea 1, 2 de la Fig. 29) no habrá en el fluido ninguna tendencia a moverse, si se desprecia el peso propio de los pistones y resortes o si se considera que el dispositivo llegó al equilibrio en el comienzo del experimento. Si se aplica bruscamente una carga P al primer pistón, en el primer momento el fluido deberá soportarla totalmente, generándose en él una presión en exceso de la hidrostática, que se transmite con igual valor a cualquier profundidad. El nuevo diagrama de presiones en el fluido será ahora la línea 3 de la Fig. 29. No existe aún ningún gradiente hidráulico que tienda a producir un movimiento del fluido, si se exceptúa el orificio superior, que está en las condiciones antes analizadas para el caso de una prueba de una sola cámara. La diferencia de presiones en dicho orificio (P/A) crea un gradiente hidráulico que produce un flujo del fluido, hacia afuera de la primera cámara; tan pronto como se inicia ese flujo, la presión en el fluido de la primera cámara disminuye, transfiriéndose simultáneamente una parte de la carga al resorte. La reducción de la presión del fluido en la primera cámara causa, por diferencia con la segunda, un desnivel de presiones en el segundo orificio, por lo cual el fluido tenderá a pasar de la segunda a la primera cámara. Como consecuencia, disminuye también la presión del fluido en la segunda cámara, transmitiéndose así la tendencia al flujo a las cámaras inferiores. El fin del proceso será, obviamente, el momento en que la presión en el fluido vuelva a la condición hidrostática estando la carga P totalmente soportada por los resortes.

En cualquier instante (1) después de la aplicación de la carga (P), la distribución de presiones del fluido y los resortes, u y p respectivamente, es la que se indica con la línea quebrada que aparece en la ya citada Fig. 29. Nótese que en cada cámara la presión en el fluido sigue una ley lineal y que las discontinuidades en la presión, representadas por los tramos horizontales, se producen solamente en los orificios. Conforme el tiempo pasa, la línea quebrada se desplaza continuamente hacia la izquierda.

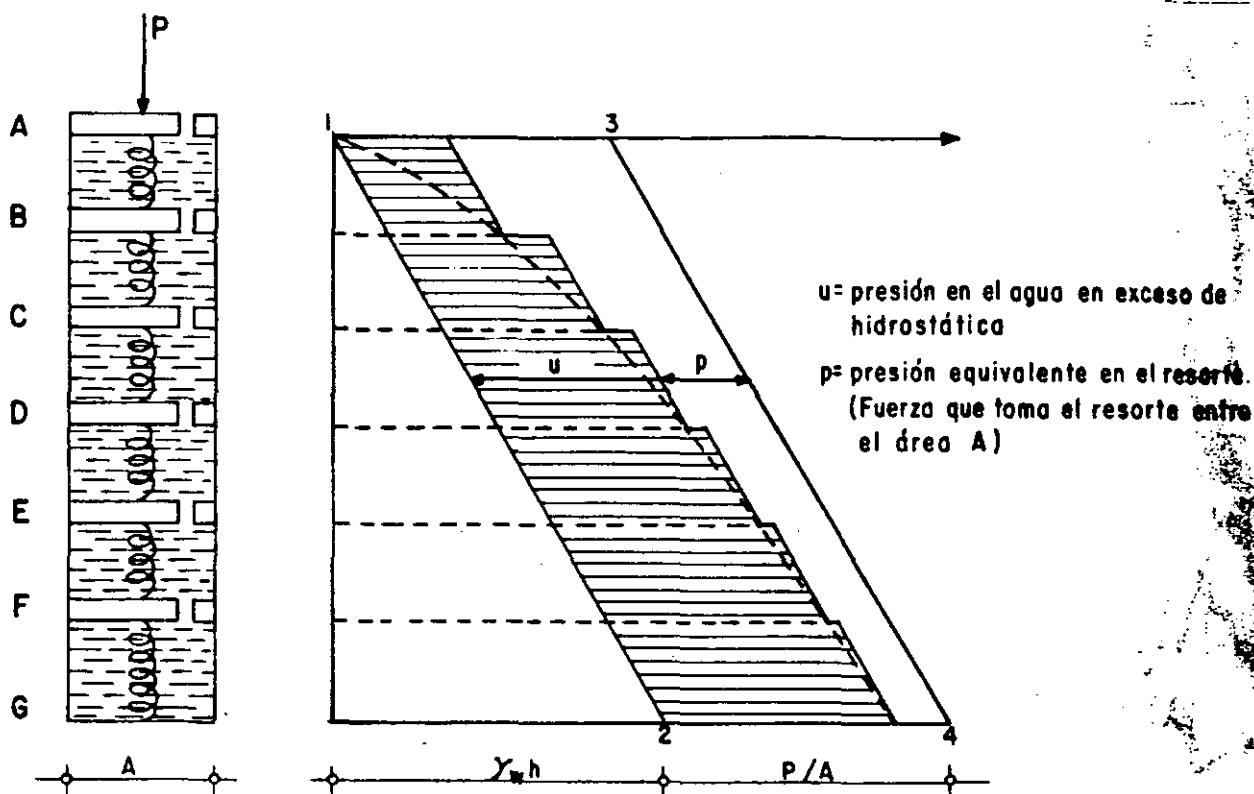


Figura 29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

Si el volumen de las cámaras se considera muy pequeño y el número de ellas muy grande, el modelo se acercará a la condición que prevalece en los suelos. La línea quebrada que representa la distribución de presión en un número pequeño de cámaras tenderá a convertirse en una curva continua a medida que el número de cámaras aumente. (Curva de trazo discontinuo en la Fig. 29). En el suelo, la estructuración de las partículas sólidas puede considerarse representada por los resortes del modelo el agua intersticial libre por el fluido incompresible de las cámaras y los canalículos capilares por los orificios de los émbolos.

Considérese ahora un estrato de suelo de extensión infinita según un plano horizontal y de un espesor, H , tal que pueda considerarse despreciable la presión debida al peso propio del suelo y del agua del mismo, en comparación a las presiones producidas por las cargas aplicadas (Fig. 30).

Se supondrá que el agua sólo puede drenarse por la frontera superior del estrato, al cual se considera confinado inferiormente por una frontera impermeable. El estrato ha estado sometido a una presión p_1 , durante el tiempo suficiente para consolidarse totalmente bajo esa presión. Considérese que en las condiciones anteriores se aplica al estrato un incremento de presión p . La presión total sobre el estrato será $p_2 = p_1 + p$. Inmediatamente después de aplicar el incremento de carga, éste se soporta íntegramente por el agua intersticial, que adquirirá por lo tanto una presión en exceso de la hidrostática.

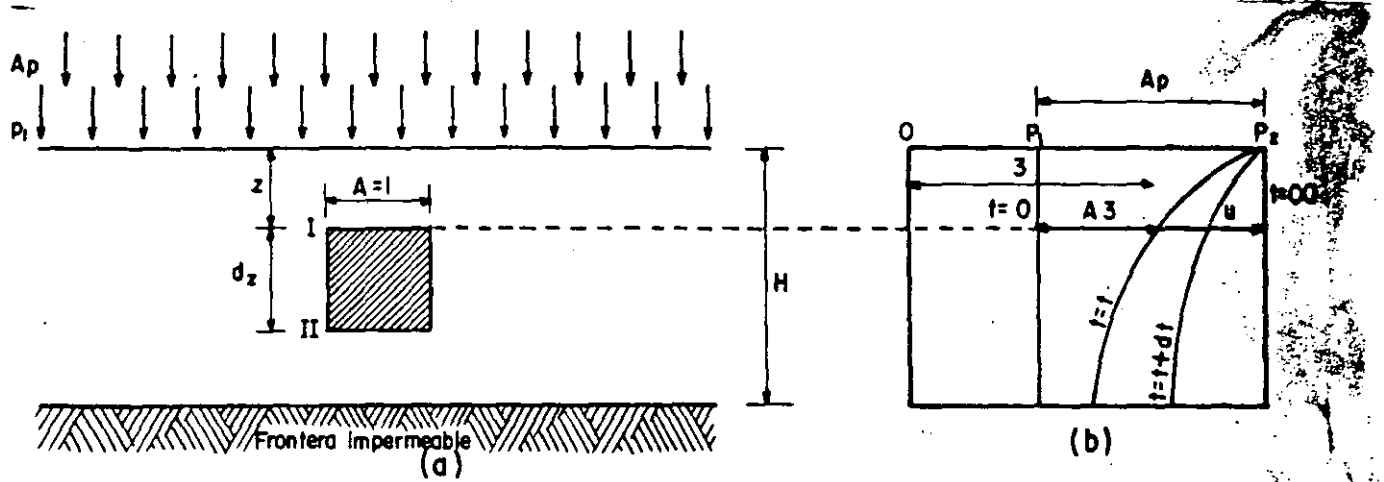


Figura 30. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

tica (a lo largo de todo el espesor H), igual a p , como se muestra en la Fig. 30.b.

Al cabo de un tiempo t habrá escapado cierta cantidad de agua por la superficie superior y, consecuentemente, parte del exceso de presión hidrostática se habrá transferido a la estructura sólida del suelo (\bar{p}). La distribución de la presión entre la estructura del suelo y el agua intersticial ($p = \bar{p} + u$, respectivamente) queda representada por la curva $t = t$ en la misma Fig. 30.b.

Es evidente que

$$\Delta p = \Delta \bar{p} + u$$

y la ecuación anterior es válida en cualquier instante, t y a cualquier profundidad, z . En un instante posterior, $t + dt$, la nueva distribución de presiones aparece también en la Fig. 30.b. En esta figura se puede ver que tanto la presión \bar{p} , en la estructura del suelo, como la u , en el agua intersticial, son funciones de la profundidad z , y el tiempo t . Puede escribirse

$$u = f(z, t)$$

Por lo tanto,

$$\Delta \bar{p} = \Delta p - u = \Delta p - f(z, t)$$

Esta ecuación expresa el progreso del fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo vertical.

$$\frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

que se ha llamado ecuación diferencial del proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua sólo vertical, pues se planteó y se dedujo bajo tales hipótesis.

En ella:

k , es el coeficiente de permeabilidad del suelo.

e , es la relación de vacíos del suelo (antes de iniciarse el proceso de consolidación).

a_v , es el coeficiente de compresibilidad del suelo.

$$a_v = \frac{de}{dp} = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

Este coeficiente expresa el cambio de la relación de vacíos para un incremento dado de la presión efectiva; es la pendiente de la curva de compresibilidad (Fig. 26). A partir del coeficiente a_v se define:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

llamado coeficiente de variación volumétrica, que expresa la compresibilidad del suelo, relacionándola con el volumen inicial.

Finalmente, la expresión

$$\frac{k (1 + e)}{a_v \gamma_w} = c_v$$

define el llamado coeficiente de consolidación del suelo.

Para llegar a una solución manejable, (que aparece al principio de la página) ha de resolverse para las condiciones iniciales y de frontera del problema particular de que se trate.

La solución que se menciona en lo que sigue considera que la presión \bar{p} que produce la consolidación de un estrato de espesor H , es constante en todo el espesor (la solución es también aplicable a una repartición triangular de la presión). Dicha solución es:

$$u = \Delta\bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)^3} \exp \left[- \frac{(2n+1)^2}{2} \frac{z}{H} \right] \varepsilon - \frac{(2n+1)^2}{4H^2} C_v t \right\}$$

Donde:

u ; es la presión que tiene el agua por arriba de la hidrostática, en punto del estrato a la profundidad z y en el instante t del proceso de consolidación.

z : es la profundidad del punto dentro del estrato en que se calcula u .

h : es el espesor del estrato que se consolida.

t : es el instante del proceso de consolidación en que se mide u .

E : es el número base de los logaritmos neperianos.

Naturalmente la ecuación anterior no es manejable para la solución de un problema práctico. Para transformarla en una expresión que sí se pueda utilizar en un cálculo sencillo, es preciso definir los siguientes dos conceptos importantes.

a) Grado de consolidación de un estrato sometido a un proceso de consolidación, en un instante intermedio del proceso, t , es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar en ese tiempo y la total que haya de producirse. Se representa por U .

El grado de consolidación así definido resulta ser

$$U (\%) = 100 \left[1 - \frac{\int_0^z u dz}{\Delta p \cdot 2H} \right]$$

donde u está dado por la expresión anterior.

b) Factor tiempo, T , es la magnitud adimensional:

$$T = \frac{C_v}{H^2} t$$

Con estas definiciones, substituyendo la expresión y utilizando las expresiones anteriores se obtiene como resultado final:

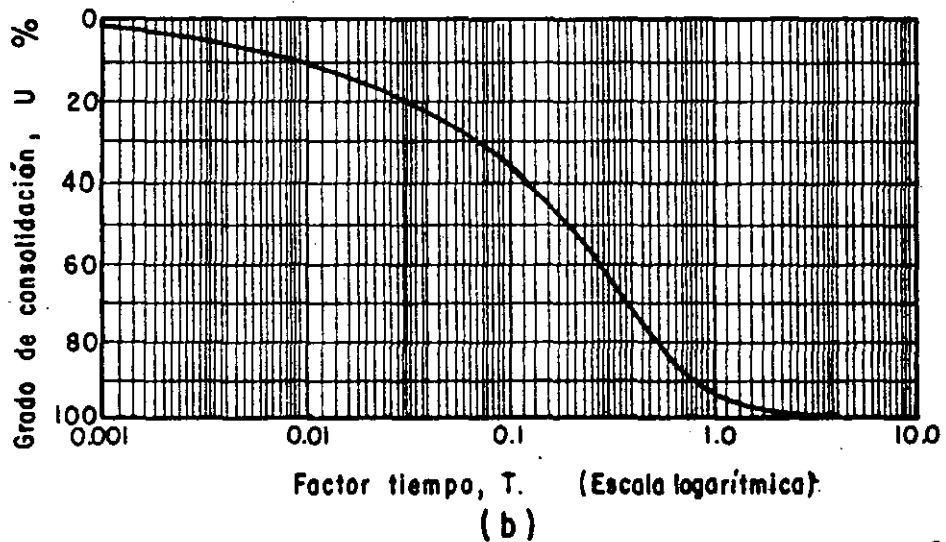
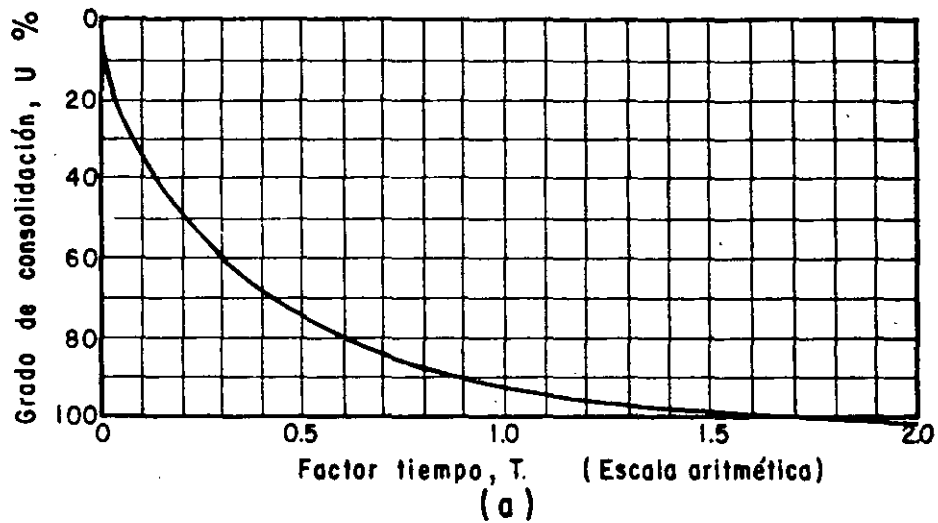


Figura 31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semilogarítmico.

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right]$$

La expresión anterior establece la relación entre el grado de consolidación del estrato y el factor tiempo, y es la expresión conclusiva de la Teoría de la Consolidación Unidimensional de Terzaghi.

A partir de la expresión anterior, dando valores a T y calculando la correspondiente de U, resulta la relación anotada en la tabla I.1 y representada en la Fig. 31.

La teoría de la consolidación unidimensional, que desemboca en la relación expresada en la ecuación (anterior), en la tabla I.1 o en la Fig. 31, está obtenida bajo las siguientes hipótesis.

- a) El suelo se deforma en una sola dirección, por ejemplo la vertical.
- b) El flujo del agua ocurre sólo en la dirección vertical.
- c) Es válida la ley de Darcy.
- d) El suelo está totalmente saturado.
- e) El agua y las partículas minerales del suelo son incomprensibles, al ser consideradas individualmente.
- f) La variación en espesor del estrato es lo suficientemente pequeña como que para un valor dado de la variable z pueda suponerse constantemente durante todo el proceso de consolidación.
- g) p es constante en el estrato.
- h) El coeficiente de consolidación, C_v , es constante durante todo el proceso de consolidación.
- i) En el momento en que se hace una aplicación práctica de la teoría de la consolidación al cálculo de un asentamiento, obteniendo los parámetros de comportamiento del suelo (por ejemplo, el C_v) de una prueba de compresión no confinada efectuada en el laboratorio, se acepta que estos parámetros tienen en el fenómeno real los mismos valores que en la prueba lo equivale a aceptar la plena representatividad de la prueba y a despreciar todos los efectos de escala entre prueba y realidad.

El conjunto de las hipótesis anteriores señala el campo de aplicabilidad de la teoría de Terzaghi. Ya se comentó que las hipótesis (a) y (b) son razonables en estratos de gran extensión y mucho menor espesor, pero naturalmente no se puede hablar de flujo vertical únicamente, si la masa de suelo en consolidación bajo carga tiene dimensiones del mismo orden en las tres direcciones del espacio.

La hipótesis (c) probablemente se ajusta bastante a lo que sucede en los suelos finos cohesivos.

Las hipótesis (d) y (e) seguramente no inducen errores muy graves en las aplicaciones de la teoría a suelos muy finos (arcillosos) situados bajo el nivel freático (como suele ser el caso de los suelos transportados y deposita -

dos en zonas lacustres fluviales o marinas); sin embargo, hay dudas sobre lo que puedan deformarse y romperse los cristales del suelo, bajo las altas presiones que en realidad actúan entre sus puntos de contacto.

TABLA I.1

Relación Teórica U (%) - T	
U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	

La importancia de las hipótesis sólo puede juzgarse comparando las predicciones de la teoría que las contiene, con las observaciones reales; de hecho, en este caso particular, los resultados de la Teoría de la Consolidación ha demostrado muchas veces su excelencia para producir el comportamiento de la mayoría de las arcillas, dentro de la aproximación ingenieril.

Se vio que el factor tiempo se definía como

$$T = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede escribirse:

$$t = \frac{a_v \gamma_w H^2}{k(1+e)} T$$

De la expresión anterior pueden deducirse algunos hechos de significación:

a) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para alcanzar un cierto grado de consolidación, correspondiente a un factor tiempo dado, varía en forma directamente proporcional al cuadrado del espesor efectivo del estrato.

En realidad, este punto merece una digresión. El espesor del estrato que gobierna la evolución de un proceso de consolidación unidimensional con flujo de agua vertical, es la trayectoria física real que el agua tiene que recorrer para abandonar el estrato. Si el estrato tiene una frontera impermeable, dicha trayectoria, llamada espesor efectivo, coincide con el espesor real del estrato (Fig.32.a). Si el estrato está drenado por ambas caras, superior e inferior, la máxima trayectoria del agua al drenarse es el semiespesor real del estrato del suelo, o sea que el espesor efectivo es la mitad del real (Fig.32.b). En las fórmulas de la teoría de consolidación unidimensional la H que figura es siempre el espesor efectivo en lo referente al tiempo de consolidación.

Si dos estratos del mismo material tienen diferentes espesores efectivos H_1 y H_2 , los períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{H_1^2}{H_2^2}$$

b) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo t , necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es inversamente proporcional al coeficiente de permeabilidad k . Por lo tanto, si dos estratos del mismo espesor efectivo tienen permeabilidades diferentes, k_1 y k_2 , respectivamente, los tiempos necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, se relacionan:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

c) Si todos los demás factores permanecen constantes, el tiempo necesario para que un suelo alcance un cierto grado de consolidación es directamente proporcional al coeficiente de compresibilidad a_v . Por lo tanto, si se consideran dos estratos del mismo espesor efectivo, pero de coeficientes de compresibilidad diferentes, a_{v1} y a_{v2} los tiempos, t_1 y t_2 , necesarios para que cada estrato alcance el mismo grado de consolidación, están relacionados como sigue:

los fines prácticos. El método se ilustra en la Fig. 35.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición entre el tramo de recompresión (H) y el virgen (I). Por T trácese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (P_c) del suelo.

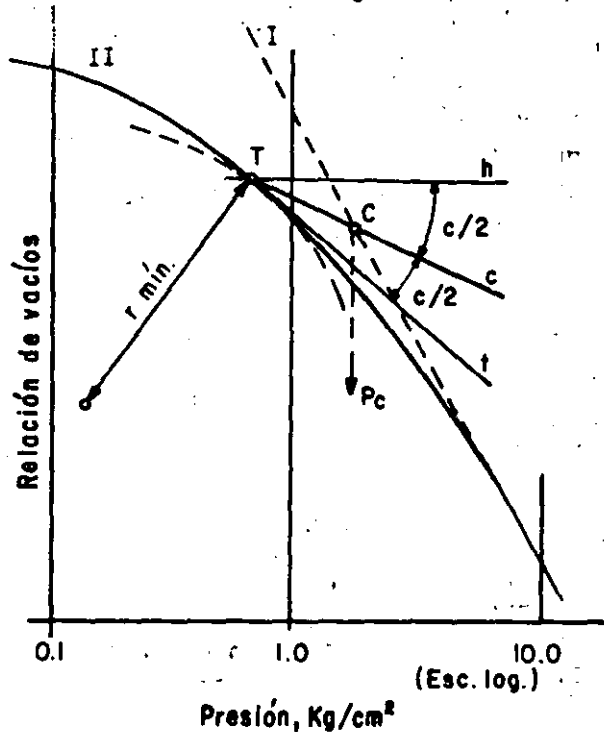


Figura 35. Determinación de la carga de preconsolidación.

La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que el trazado semilogarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo muy notable por las espansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (P_1 , usualmente el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga es un p cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$

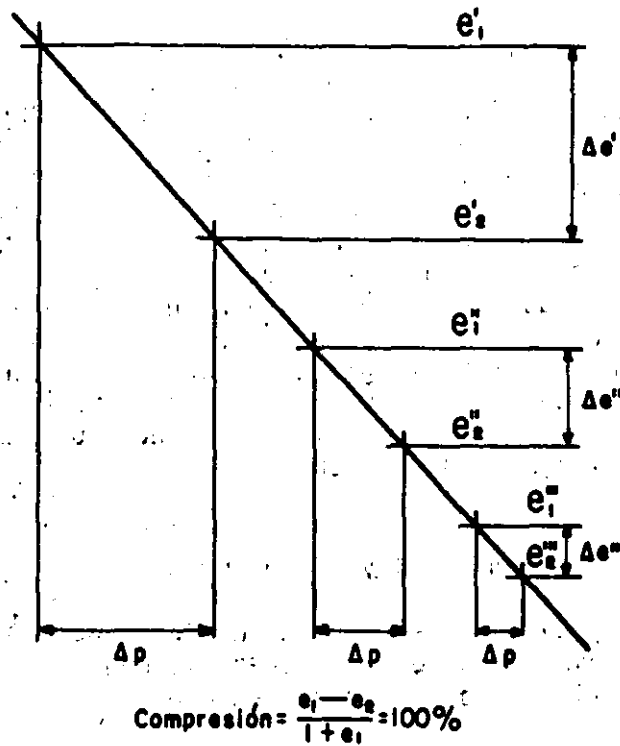


Figura 36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor P_1 inicial.

en donde H es el espesor total del estrato de suelo.

Puede verse en la figura 36 que en el trazado semilogarítmico es el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión p es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (P_1).

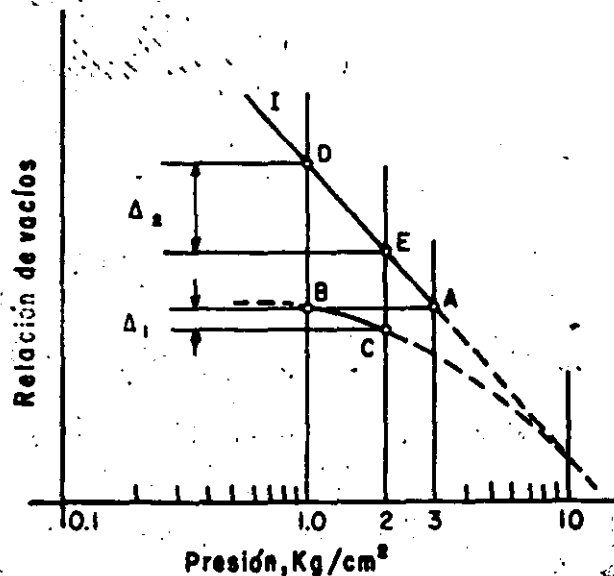


Figura 37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

res, representada por la estructura cuyo asentamiento se calcula. La ordenada del valor $\bar{p} = \bar{p} + \bar{p}$ proporcionará la e final que teóricamente alcanzará el suelo a la profundidad de que se trate. Puede así determinarse un $e = e = e_0$ y, por lo tanto, $e/1 + e_0$.

En la parte b de la figura 39 se muestra la gráfica $e/1 + e_0 - z$, que deberá trazarse una vez determinados sus puntos por el procedimiento anterior - aplicado a las distintas profundidades.

Basta ver la fórmula anterior para notar que el área entre 0 y H bajo la gráfica anterior, llamada curva de influencia de los asentamientos, proporciona directamente el valor de e H.

En algunos casos especiales los asentamientos pueden calcularse con métodos que son simplificación del anterior. Por ejemplo, en el caso de un estrato compresible, homogéneo, de pequeño espesor, en que el coeficiente m_v pueda considerarse constante para el intervalo de presiones en que se trabaja, puede escribirse:

$$\Delta H = \int_0^H \frac{\Delta e}{1 + e_0} dz = \int_0^H m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot dz = m_v \int_0^H \Delta \bar{p} \cdot dz$$

La integral representa el área de incremento de presiones entre las profundidades 0 y H y puede calcularse gráficamente.

Si además \bar{p} puede considerarse constante en el espesor tratado, la fórmula anterior se reduce simplemente a:

$$\Delta H = m_v \cdot \Delta \bar{p} \cdot H$$

La ecuación anterior goza de una popularidad seguramente inmerecida, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que las usan.

El cálculo de la evolución H con el tiempo, fundamental en muchos problemas de la ingeniería práctica, requiere la determinación previa del coeficiente de consolidación del suelo (C_v), que interviene en la ecuación:

$$T = C_v \frac{t}{H^2}$$

Esta ecuación puede aplicarse a la muestra de la prueba de consolidación, considerando los datos correspondientes al 50% de consolidación de dicha muestra. En efecto, $T_{50} = 0.197$, según se reduce de la curva de consolidación teórica; t_{50} puede encontrarse una vez establecida la escala U (%) en la curva de consolidación (ver figura 33), y H es el espesor efectivo del espécimen usado en el momento en que alcanzó el 50% de consolidación bajo el incremento de carga; si, como es usual, la muestra está drenada por ambas caras, deberá usarse el semiespesor del espécimen, calculado como un promedio de los semiespesores inicial y final de la muestra es este incremento de carga:

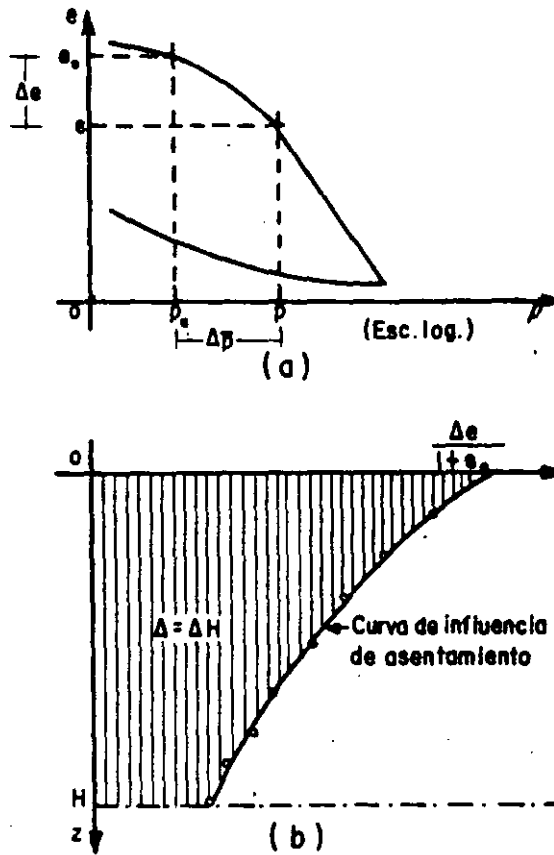


Figura 39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

Entonces,

$$C_v = \frac{T_{50}}{t_{50}} \cdot H^2 = \frac{H^2}{5t_{50}}$$

Nótese, sin embargo, que para cada incremento de carga aplicado en la prueba de consolidación se puede usar la ecuación (anterior). Así pues, se tiene un valor de C_v para cada incremento de carga. Es así posible dibujar una gráfica de C_v contra la presión media aplicada en ese incremento, obtenida como media aritmética de las presiones inicial y final. Para un estrato real, sujeto a una sobrecarga p , se tomaría como C_v el valor medio de los correspondientes a la zona de la curva cubierta por ese p .
Obtenido el C_v del suelo, la ecuación

$$t = \frac{H^2}{C_v} \cdot T$$

Ahora, H es el espesor efectivo del estrato de suelo, calculado según las condiciones de drenaje en la forma ya expuesta; C_v es el coeficiente de consolidación, recién calculado, dentro del intervalo de presiones que representa la sobrecarga aplicada al estrato. Así, dando valores a T , por ejemplo los que figuran en la tabla (I-1), pueden tenerse y tabularse los valores del tiempo en que el estrato alcanza los grados de consolidación correspondientes a esos factores tiempo. Como el asentamiento va siendo proporcional al grado de consolidación, pueden en definitiva tabularse los valores del asentamiento que corresponden a distintos tiempos, según evolucione el fenómeno de consolidación.

Esta última tabla obtenida puede dibujarse en escala aritmética o en trazo semilogarítmico, con el tiempo en escala logarítmica, como abscisa. Se tiene así una curva de asentamiento previsto y su evolución con el tiempo.

En muchos problemas prácticos, principalmente en lo que toca a aquellos casos en que el suelo es descargado, como por ejemplo en una excavación, es de interés poder determinar las expansiones que tienen lugar por la descarga efectuada. El problema es esencialmente parecido al del cálculo de asentamientos y, hasta cierto punto, con las ideas antes expuestas se podría desarrollar un procedimiento similar para llegar a la meta propuesta. Sin embargo, la expansión presenta algunas peculiaridades dignas de señalarse y es conveniente discutir, con base en idealizaciones, algunos conceptos que no son evidentes, pero que pueden servir de base para analizar con buen criterio un caso real.

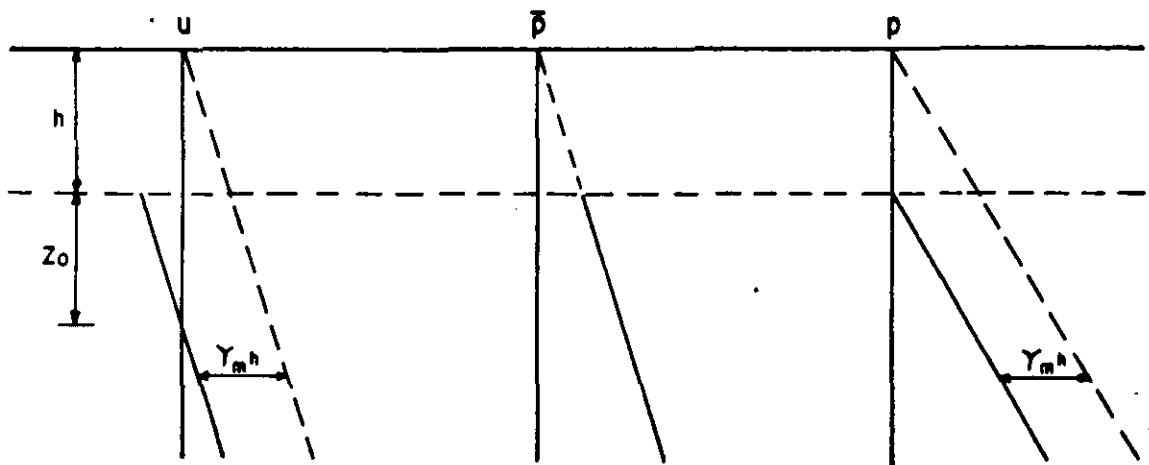


Figura 40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

Considérese, primeramente, un suelo de superficie horizontal, arcilloso y homogéneo, antes de ser descargado. Para facilitar la exposición se supone que el nivel freático coincide con la superficie del terreno. El estado de esfuerzos neutrales, efectivos y totales será el que se muestra con las líneas punteadas de la figura anterior. Supóngase ahora que se efectúa una excavación instantánea de profundidad h y de extensión infinita. La presión total removida será $\gamma_m h$ y, consecuentemente, el diagrama de presiones totales se

reducirá en esa cantidad; como en el estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo no puede cambiar instantáneamente, el agua que satura al suelo tomará la descarga, disminuyendo el diagrama de esfuerzos neutrales también en la magnitud $\gamma_m h$. Como quiera que la presión original del agua a la profundidad h era $\gamma_w h$, la nueva presión a esa profundidad, después de la excavación instantánea, será:

$$\gamma_w h - \gamma_m h = \gamma'_m h$$

o sea que aparece en el agua una tensión igual a la presión efectiva a la profundidad h , que en este caso es el peso específico sumergido del suelo por dicha profundidad.

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivas y totales se mantendrán en el tiempo y corresponderá tanto al momento inicial de la excavación, como a cualquier tiempo subsecuente. Las presiones efectivas, que se mantienen en el suelo, no permitirán en este caso, ninguna expansión.

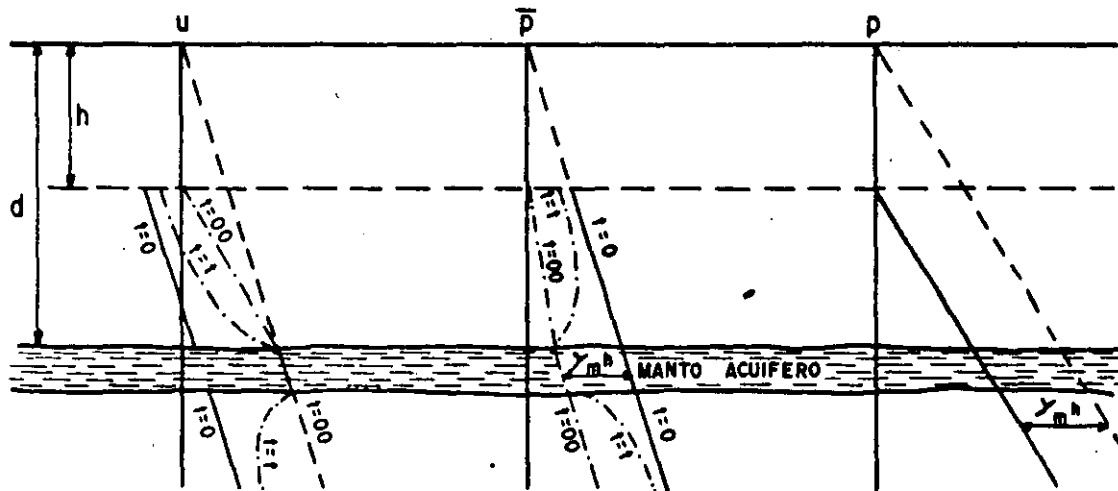


Figura 41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

Al observar el diagrama de presiones en el agua después de la excavación se nota que el nivel al cual la presión neutral es nula (nivel freático) corresponde a la profundidad.

$$z_0 = \frac{\gamma'}{\gamma_w} h$$

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así basta con excavar el suelo a la profundidad \bar{h} (en extensión infinita) para lograr que el nivel freático se abata al valor $h + z_0$, es decir la profundidad z_0 bajo el fondo de la excavación.

Supóngase ahora (Fig. 41) que en el subsuelo del caso anterior existe un manto arenoso acuífero, en el que se mantenga la presión del agua. Si se realiza una excavación instantánea y de extensión infinita a la profundidad h , los diagramas de presiones inmediatamente después de efectuada la excavación serán idénticos a los del análisis anterior, excepto en la zona del acuífero, en donde la presión neutral no cambia, pero la presión efectiva se verá disminuida en la magnitud $\gamma_m h$. Si d es la profundidad a que se localiza el acuífero, la nueva presión efectiva en la frontera superior de éste, inmediatamente después de efectuada la excavación ($t = 0$), será:

$$\bar{p} = \gamma'_m d - \gamma_m h$$

El valor mínimo a que puede llegar la presión efectiva en la arena es, evidente, cero. En este caso límite se tendrá la máxima profundidad (h) a que puede llevarse la excavación, sin que la presión neutral en el acuífero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

$$h_{\text{crít}} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d$$

En la Fig. 41 se ha supuesto $h = h_{\text{crít}}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcillosos sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutrales en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. 41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser semiinfinito, el proceso de expansión continuará indefinidamente, si bien a velocidad de creciente y el estado final de presiones es el de las líneas $t = \infty$, tal como se muestra en aquella zona en la misma Fig. 41. El proceso de expansión analizado es sólo unidimensional y el flujo del agua es vertical. Por lo tanto, son aplicables, en principio, los datos obtenidos del tramo de descarga de una prueba de consolidación. En un caso como el analizado antes, el bufamiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el bufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que sobreyace al acuífero y el que corresponde a la masa semiinfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

Antes de efectuar la descarga, un elemento de suelo a la profundidad z está sometido a una presión efectiva $\bar{p}_1 = \gamma'_m z$ y pasará al final de la expansión, a una presión \bar{p}_2 , que puede determinarse como antes se discutió. Si a una muestra representativa del suelo a esa profundidad z se le hace una prueba de consolidación, llegando a una carga máxima de \bar{p}_1 y descargándola después a partir de ese valor hasta p_2 como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe correspondiente al suelo en la descarga efectuada. Procediendo en forma análoga para otras profundidades se podrá dibujar la curva $[\Delta e / (1 + e_0)] - z$, de influencia de los bufamientos, la cual cubre un área que, a la escala correspondiente, mide el bufamiento total del estrato finito. El bufamiento en el tiempo t podrá determinarse estudiando la evolución de la expansión con el tiempo, en la misma forma en que previamente se estudió la del asentamiento primario.

Los conceptos a_v , m_v y C_v de la Teoría Unidimensional de la Consolidación tienen sus correspondientes conceptos análogos a_{vs} , m_{vs} y C_{vs} para la descarga, que pueden usarse en los mismos casos y en forma análoga a la discutida.

En cuanto a la masa semiinfinita colocada bajo el acuífero, su bufamiento total será, teóricamente, infinito, por lo que sólo tiene sentido práctico calcular el bufamiento para un tiempo finito t .

Nótese que el punto clave para que la expansión pueda tener lugar está en el hecho de que el acuífero pueda mantener su presión neutral; si por algún método artificial, esta presión se abate al valor $\gamma'_m h$, (Fig. 41) el proceso de expansión no podrá tener lugar. Esto se puede realizar en la práctica por medio de pozos en que se bombee la cantidad adecuada de agua del acuífero; así se logrará convertir este caso en otro, análogo al primeramente tratado en esta sección, en que no existía ningún acuífero.

Si en el caso ahora analizado el acuífero fuese un sistema hidráulicamente cerrado, es decir, que careciese de una fuente de agua (por ejemplo, el caso de una lente arenosa de extensión finita), la presión neutral en el estrato arenoso bajaría instantáneamente al salir el agua y el proceso de expansión no se verificaría (en realidad por ser el agua incompresible teóricamente, bastará que salga cualquier cantidad de agua, por poca que sea, para aliviar la presión neutral en el estrato de arena); este caso se vuelve así similar al primero tratado en esta sección, en el que se tenía una masa de suelo arcilloso homogéneo.

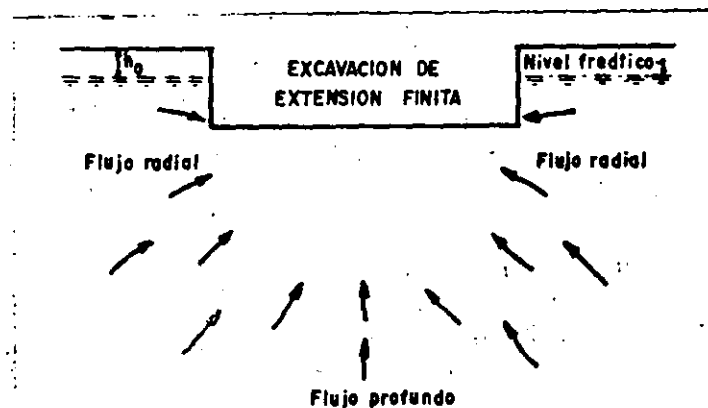


Figura 42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

C Consolidación secundaria

La consolidación consta en realidad de dos fenómenos superpuestos y mezclados. El primero es el que se ha descrito con algún detalle en páginas anteriores de este apartado y consiste en la transmisión de la carga exterior, originalmente tomada por el agua de los poros, a la estructura sólida del suelo; esta transmisión va acompañada de una disminución de volumen y de la correspondiente pérdida de agua intersticial que se drena a través de las fronteras permeables del estrato. Esta es la consolidación primaria. Pero es evidente que el proceso de disminución volumétrica, al ir acompañado de un aumento de presión efectiva, exige la aparición de otra fuente de deformación, debida ahora a efectos discretos de reajuste de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En las etapas iniciales de la consolidación primaria, casi toda la carga exterior es tomada por el agua intersticial y ha ocurrido poca deformación volumétrica en la estructura sólida; es entonces natural que se noten poco los efectos de deformación por reajuste, consistentes quizá en pequeños deslizamientos relativos, giros y vuelcos de unas partículas respecto a otras; por ello la consolidación secundaria será poco perceptible en las etapas tempranas de la consolidación primaria. Por el contrario, en las etapas finales del proceso primario de consolidación, mucha de la presión exterior ha sido ya transmitida a las partículas minerales en forma de presión efectiva y ha tenido ya lugar gran parte de la deformación volumétrica que ha de producirse; por esta razón, será mucho más relevante la componente de deformación por reajuste relativo de las partículas minerales al adaptarse a la nueva estructura más cerrada. La consolidación secundaria se hará más y más importante, relativamente hablando, a medida que el proceso primario avance; de hecho, en las últimas etapas del proceso primario la consolidación secundaria puede ser de capital importancia y también puede darse el caso de que el suelo continúe sometido al proceso secundario mucho tiempo después de que el proceso primario haya terminado; por lo menos para todo fin práctico.

No existe hasta este momento una teoría que permita calcular la deformación que un suelo pueda sufrir por consolidación secundaria, en el sentido y con la confiabilidad con que la teoría de Terzaghi puede permitir la valuación del asentamiento primario. Se han hecho muy importantes investigaciones de laboratorio y algunos intentos para llegar a un modelo matemático de comportamiento.

Existe evidencia experimental que permite concluir que el proceso de consolidación secundaria queda representado por una recta en una gráfica de deformación de una muestra en el consolidómetro, contratiempo de prueba, en escala logarítmica (curva de consolidación). Este hecho explica la diferencia de forma entre la curva de consolidación teórica (Fig. 31) y la obtenida típicamente en el laboratorio (Fig. 25), que adopta la forma recta en las etapas finales del proceso primario, cuando la consolidación secundaria se hace predominante.

La consolidación secundaria es más importante dondequiera que la primaria sea más corta, tal como sucede en los especímenes de laboratorio, en los suelos orgánicos, en los estratos delgados o en estratos con gran abundancia de lentes de arena que proporcionen drenaje. Muy especialmente, la consolidación

secundaria es importante en depósitos de turba, en que la consolidación primaria puede ocurrir en forma casi simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, en el que el interés conocer el progreso del asentamiento ocurrido una vez terminada la estructura, se necesitará prestar atención especial a la consolidación secundaria, pues a ella se deberá la casi totalidad del asentamiento que se produzca a lo largo del tiempo.

I-13 INTRODUCCION AL PROBLEMA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS.

A Generalidades y teoría de falla.

En Mecánica de Suelos, la resistencia al esfuerzo cortante constituye la característica fundamental a la que se liga la capacidad de los suelos para adaptarse a las cargas que actúen sobre ellos, sin fallar.

Esto es debido a varias razones. En primer lugar, la resistencia de los suelos a ciertos tipos de esfuerzos diferentes del cortante, como los de tensión, por ejemplo, es tan baja que generalmente no tiene gran importancia para el ingeniero. Por lo común las estructuras en que el ingeniero hace intervenir al suelo son de tal naturaleza que en ellas el esfuerzo cortante es el esfuerzo actuante básico y de la resistencia a él depende primordialmente el que la estructura no falle. Naturalmente que en estas estructuras ocurre con frecuencia que esos otros esfuerzos diferentes del cortante intervienen a veces más de lo que el ingeniero desearía; por ejemplo, los esfuerzos de tensión, por mencionar el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra y de hecho, hoy se siente en ocasiones que se ha ido demasiado lejos en el olvido de la tensión como un esfuerzo digno de ser investigado en relación con los suelos. Pero el hecho esencial permanece: el ingeniero hace trabajar al suelo sobre todo al esfuerzo cortante, por lo que es lógico que sea la resistencia a este esfuerzo la que interese también de preferencia.

En segundo lugar, ocurre que la resistencia de los suelos a otros tipos de esfuerzos, como los de compresión (pura, naturalmente), es tan alta, que tampoco la resistencia es de interés práctico, pues los suelos sometidos a compresión en cualquier caso real, fallarían por esfuerzo cortante antes de agotar su resistencia a la compresión propiamente dicha.

En tercer lugar, es posible que el interés casi exclusivo de los ingenieros de suelos por la resistencia al esfuerzo cortante esté muy fomentado por el hecho de que la Teoría de Falla más universalmente usada en la Mecánica de Suelos sea una teoría de esfuerzo cortante. Para comprender esta afirmación es preciso definir lo que se entiende por una Teoría de Falla y todavía, yendo más al origen de los conceptos, reflexionar sobre lo que ha de entenderse por falla, una de las palabras de uso más común por los ingenieros, pero en rigor de las de más confuso significado.

En términos generales, no existe aún una definición universalmente aceptada del concepto de falla; puede esta palabra significar el principio del comportamiento inelástico de un material o el momento de la ruptura del mismo, por sólo citar dos interpretaciones muy comunes. Muchas veces el concepto falla está incluso ligado a factores económicos y aun estéticos o de preferencia

personal, a un grado tal que es común que varíe radicalmente de unos especialistas a otros, de unos campos de la ingeniería a otros o de un país a su vecino, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de riqueza; piénsese, por ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla de un pavimento.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no suele ser muy difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones socioeconómicas del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a una definición razonable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es particularmente posible cuando se trata de definir el comportamiento de un material en una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta que haya de erigirse. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueda existir entre los especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que ha de entenderse por falla en ese caso.

Pero aún en tan favorables circunstancias surgirá la pregunta de si el conjunto de normas de proyecto o protección adoptadas garantiza el que una cierta estructura no fallará. Y esta pregunta lleva a la necesidad de responder a otra: ¿cuál es la causa de la falla de un material?, pues es claro que si no se define por que fallan los materiales, no podrá decirse si un material concreto fallará o no, en una situación determinada.

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría de falla.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más utilizada es la que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas algo diferentes. La primera, establecida en 1773 por Coulomb, dice que un material falla cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano a través de un suelo alcanza el valor

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

c = cohesión del suelo supuesta constante por Coulomb. Resulta ser la resistencia del suelo bajo presión normal exterior nula.

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesto constante por Coulomb.

La otra teoría de falla es debida a Mohr y establece que, en general, la falla por deslizamiento ocurrirá a lo largo de la superficie particular en la que la relación del esfuerzo tangencial o cortante al normal (oblicuidad) alcance un cierto valor máximo. Dicho valor máximo fue postulado por Mohr como una función tanto del acomodo y forma de las partículas del suelo, como del coeficiente de fricción entre ellas. Matemáticamente la condición de falla puede establecerse

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

Originalmente Mohr estableció su teoría pensando sobre todo en suelos granulares, en tanto que Coulomb propuso la ecuación citada con antelación a la pasada como criterio de falla para suelos cohesivos que comprenden a los suelos granulares como un caso particular, en el que la resistencia al esfuerzo cortante es cero para un esfuerzo normal actuante nulo; esto equivale a particularizar la ecuación que nos ocupa del caso $c = 0$. En rigor la diferencia esencial entre la teoría de Mohr y la de Coulomb estriba en que para el primero el valor de ϕ no debe ser necesariamente constante. En tanto que en una representación con esfuerzos normales en el eje de abscisas y tangenciales en el eje de ordenadas, la ecuación en mención quedará representada por una línea recta, la ecuación anterior quedará representada por una línea curva, que sólo como caso particular podrá ser recta.

La Mecánica de Suelos actual suele utilizar como criterio de falla lo que se acostumbra llamar criterio de Mohr-Coulomb, en el cual se emplea la ecuación a la cual nos referimos en el párrafo anterior como representación matemática, pero abandonando la idea original de Coulomb de que c y ϕ sean constantes del suelo, y considerándolas variables en el sentido que se verá posteriormente. Se advierte pues que la teoría de falla más usada aún en la actual Mecánica de Suelos atribuye la falla de éstos al esfuerzo cortante actuante; resulta entonces lógico que, en tal marco de ideas, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos resulte el parámetro fundamental a definir en conexión con los problemas de resistencia y falla.

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias estribe en que esta teoría posee una deficiencia básica, si se acepta que la falla de un material se produce como consecuencia del estado de esfuerzos que actúe en su interior. En efecto, es sabido que dicho estado de esfuerzos puede describirse a final de cuentas por tres parámetros independientes, por ejemplo los tres esfuerzos principales σ_1 , σ_2 y σ_3 ; en general, un estado de esfuerzos no puede describirse por completo con menos de tres parámetros independientes. Pues bien, la teoría de Mohr-Coulomb relaciona la falla con el esfuerzo cortante actuante, el cual se relaciona con la diferencia de los esfuerzos principales máximo y mínimo $\tau_f = f(\sigma_1 - \sigma_3)$, pero no toma en cuenta el esfuerzo principal intermedio σ_2 . De esta manera la teoría de falla no puede aspirar a cubrir en forma completa todos los casos de falla reales, por no tomar en cuenta en su totalidad las causas de la falla.

La experimentación actual parece indicar que el valor del esfuerzo σ_2 en la falla influye en cierta medida en los parámetros de resistencia c y ϕ que puedan obtenerse en el laboratorio, si bien probablemente esta influencia es moderada. También se acepta que la falla de los materiales reales está influida por cómo varíe σ_2 a lo largo del proceso de carga que conduce a la falla. Se considera fuera del alcance de este libro una discusión más a fondo de estos temas, la cual puede encontrarse en obras más especializadas.

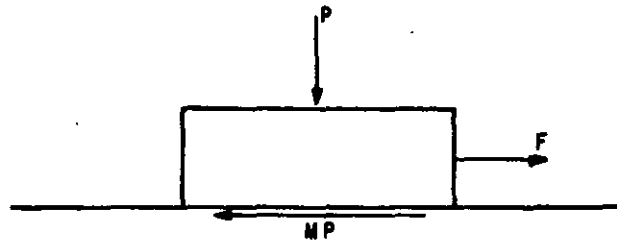


Figura 44. Concepto mecánico de la fricción.

B Naturaleza de la resistencia al esfuerzo cortante en suelos granulares y cohesivos.

Conviene ahora analizar someramente los factores de que depende la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes y de los cohesivos.

En general se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se debe, por lo menos en parte, a la fricción que se desarrolla entre sus granos, cuando hay tendencia al deslizamiento relativo a unos respecto a otros. Se utiliza el concepto de fricción en el sentido familiar en mecánica (Fig.44).

La fuerza necesaria para iniciar el deslizamiento del cuerpo de la figura es: $F = \mu P$, donde μ recibe el nombre de coeficiente de fricción entre las superficies en contacto.

Análogamente, entre las partículas del suelo se desarrollan resistencias friccionantes, de manera que si se considera una superficie potencial de deslizamiento y σ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, τ_f puede relacionarse con σ por una expresión del tipo

$$s = \tau_f = \sigma \tan \phi$$

Resulta obvio que la resistencia friccionante (s) debe estar regida por el esfuerzo normal efectivo. En la expresión anterior $\tan \phi$ juega el papel del coeficiente de fricción y sirve a la vez, para definir el denominado ángulo de fricción interna del suelo.

La expresión anterior fue primeramente propuesta por Coulomb en un sentido un tanto más estricto que el que es posible otorgarle hoy, pues para Coulomb ϕ era una constante absoluta propia del suelo de que se tratara, en tanto que en épocas posteriores fue preciso considerar ciertas posibilidades de variación en el ángulo de fricción interna. Análogamente, como ya se dijo, Coulomb estableció históricamente el concepto de cohesión, al observar que algunos materiales (las arcillas) presentaban resistencia bajo presión exterior nula. De esta manera postuló como ley de resistencia posible para tales materiales -

la expresión

$$s = \tau_f = c$$

en que c es la cohesión del suelo (que por cierto Coulomb también consideró constante, en tanto que hoy se trata como variable). Estos materiales fueron llamados "puramente cohesivos" y en ellos se consideraba $\phi = 0$.

Al considerar el caso más general, Coulomb atribuyó la resistencia de los suelos a ambas causas, según una expresión que resume a las dos anteriores, para un suelo que tenga "cohesión y fricción".

$$s = \tau_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Actualmente se considera que la fricción es la fuente fundamental de resistencia en los suelos granulares, si bien no la única, como ya se dijo (sección I-11). Según esto, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares depende fundamentalmente de la presión normal entre sus granos y del valor del ángulo de fricción interna ϕ . Este, a su vez, depende de la compacidad del material y de la forma de los granos, que desarrollarán mayor fricción -- cuanto más vivas menos redondeadas sean sus aristas.

Si los suelos granulares tuvieran un comportamiento puramente friccionante, tal como fue postulado por Coulomb, una representación de su ley de resistencia en unos ejes -- (tal como se obtiene de una prueba triaxial, según se vera) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación -- de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del reacomodo de los granos del suelo, que han de deformarse y rodar unos sobre otros para que la falla llegue a producirse (sección I-11). El efecto de acomodo disminuye cuando aumenta el esfuerzo de confinamiento, puesto que las partículas se analizan en sus puntos de contacto y salientes, por aplastamiento y ruptura; esto hace que la muestra de suelo granular se compacte, pero aún así fallará más fácilmente, por efecto de acomodo. Por ello, en una representación -- , según -- va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

La curvatura parece ser más marcada cuando mayor sea el tamaño de las partículas. Este hecho parece estar relacionado con la ruptura de granos, especialmente al considerar que algunas arenas de tamaño relativamente pequeño, pero de grano débil y quebradizo (por ejemplo arenas conchíferas) también muestran envolventes de resistencia muy curvas. La curvatura también parece ser mayor en deformación plana que en compresión triaxial.

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodo entre sus granos. Esto se traduce en resistencia a la distorsión de los granos, a la ruptura en sus contactos y al rodamiento y deslizamiento de

unos sobre otros. Si el esfuerzo cortante es lo suficientemente alto, el efecto estadístico de superación de la fricción, más los efectos del acomodo, es un movimiento continuo o distorsión de la masa, que es la falla por esfuerzo cortante. El fenómeno no es básicamente afectado por el agua contenida en los vacíos del suelo granular. En rigor, el concepto de ángulo de fricción interna involucra tanto al coeficiente de fricción grano-grano, como a todos los efectos de acomodo. Es notable lo poco que influye el coeficiente de fricción grano-grano, que es bastante variable en la naturaleza, en el ángulo de fricción interna, hecho explicable si se piensa que las partículas siempre se mueven de la manera que les resulta más fácil. Si el coeficiente de fricción es bajo, se deslizan, y si es alto, ruedan.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante son algo diferentes en los suelos finos de forma laminar, a lo que, por costumbre, se denominan suelos cohesivos. Se analizará primeramente el caso de suelos cohesivos saturados, por ser quizá el más sencillo y mejor estudiado.

Como los suelos granulares, los cohesivos son acumulaciones discretas de partículas que deben deslizarse unas sobre otras o rodar para que llegue a producirse una falla por esfuerzo cortante. Sin embargo, hay ahora algunas diferencias de significación. Primero, cuando se aplica la carga exterior a una arcilla saturada, se acepta que es tomada primero por el agua, en forma de presión neutral, u . Esto es una consecuencia de la compresibilidad que ahora tiene la estructura sólida del suelo, en comparación con el agua. Segundo, la permeabilidad del suelo es ahora tan baja, que la presión neutral producida necesita tiempo para disiparse, en el supuesto de que existan las apropiadas condiciones de drenaje para hacer posible tal disipación. Tercero, existen ahora fuerzas muy significativas entre las partículas del suelo, debido a efectos eléctricos de atracción y repulsión.

Hay evidencia abundante en el sentido de que el mecanismo de la resistencia de los suelos finos cohesivos es fundamentalmente también un efecto de fricción, pero ahora los simples hechos de la fricción mecánica pueden estar disfrazados por muchos efectos secundarios, que complican extraordinariamente el cuadro general. Por ejemplo, con seguridad las láminas de arcilla, aunque estén muy próximas en casi toda su área, no están en ningún punto en contacto real; se cree que los contaminantes que pueda haber entre las superficies enfrentadas, incluyendo el agua adsorbida, no son removidos por presiones normales que tiendan a juntar las superficies que sean menores de $5,000 \text{ kg/cm}^2$ o aún más; así, es lógico pensar que esos contaminantes participarán en la transmisión de los esfuerzos normales y cortantes. Quizá el efecto friccionante cristal sea más similar al caso de los suelos friccionantes, en el caso de contacto borde-cara plana entre dos láminas, el cual, por cierto, se considera debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible estriba en que, en una arcilla muy seca, los iones de superficie de sus cristales no están completamente hidratados, lo que permite acomodos más próximos y fuertes nexos entre los cristales; cuando llega el agua, los iones se hidratan y los nexos entre los cristales se debilitan substancialmente.

Pasando a un punto de vista ingenieril, los factores que influyen principalmente en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos "cohesivos" sa

rados y cuya influencia debe sopesarse cuidadosamente en cada caso particular, son los siguientes: historia previa de consolidación del suelo, condiciones de drenaje del mismo, velocidad de aplicación de las cargas a que se le someta y sensibilidad de su estructura.

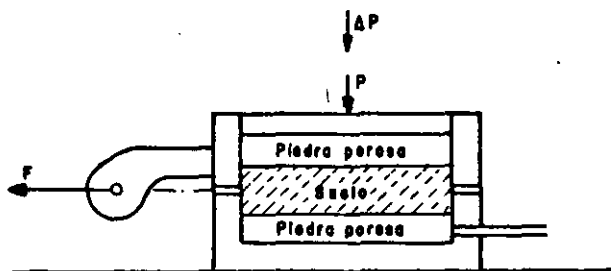


Figura 45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

Para visualizar en forma sencilla el mecanismo a través del cual cada uno de los factores ejerce su influencia, se considera a continuación el caso de una arcilla totalmente saturada, a la que se somete a una prueba directa de resistencia al esfuerzo cortante.

Supóngase que la muestra ha sido previamente consolidada bajo una presión normal $\bar{\sigma}_1$, proporcionada por una carga P, cualquiera. Supóngase también que la muestra nunca soportó a través de su historia geológica un esfuerzo mayor que dicho $\bar{\sigma}_1$; en otras palabras, la muestra está normalmente consolidada. En estas condiciones, debe tenerse en el agua $u = 0$.

Si ahora se incrementa rápidamente la presión normal en un valor $\Delta\sigma_1$, aplicando un incremento de carga ΔP , actuará sobre la muestra una presión total $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_1$. Este incremento de carga puede producir muy diversos efectos sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la muestra, dependiendo del tiempo que se deje actuar antes de aplicar la fuerza F que la hará fallar, del drenaje de la muestra y de la velocidad con que F sea aplicada. En efecto, supóngase que la muestra tiene muy buen drenaje, estando expedita la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior; en el primer instante $\Delta\sigma_1$ será tomado por el agua de la muestra, pero si transcurre el tiempo suficiente se producirá la consolidación de la arcilla bajo la nueva condición de esfuerzos y $\Delta\sigma_1$ llegará a ser también esfuerzo efectivo. Si ahora la muestra se lleva a la falla, aplicando F en incrementos pequeños y permitiendo que entre cada uno transcurra el tiempo suficiente para que se disipe cualquier presión neutral que se origine en la zona vecina a la superficie de falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por la expresión

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1) \tan \phi = \sigma_2 \tan \phi$$

Pues, en todo momento, σ_1 y $\Delta\sigma_1$ son efectivas y no existen presiones neutrales en el agua.

Por otra parte, si F se aplicase rápidamente, en las zonas vecinas a la superficie de falla aparecerían presiones neutrales causadas por la tendencia al cambio de volumen bajo la deformación tangencial. En arcillas normalmente consolidadas esta tendencia es siempre hacia una disminución, por lo que los esfuerzos que aparecen en el agua son presiones que disminuyen los esfuerzos efectivos. Si u representa a éstas presiones neutrales en el momento de la falla, la resistencia de la arcilla quedará dada por:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u) \tan \phi = (\sigma_2 - u) \tan \phi$$

La resistencia al esfuerzo cortante ha variado simplemente porque cambia la velocidad de aplicación de F.

El valor de u depende grandemente de la sensibilidad de la estructura del suelo; bajo la deformación que está teniendo lugar en la prueba, una estructura sensible se degrada, tendiendo a disminuir más su volumen, por lo que u se hace mayor que en el caso de una arcilla muy poco sensible a la deformación.

Si, por el contrario, la prueba se efectúa estando impedida la salida de agua de las piedras porosas hacia el exterior, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ nunca podrá llegar a ser efectivo, pues la arcilla no puede materialmente consolidarse; por lo tanto, el esfuerzo $\Delta\sigma_1$ no dejará de ser neutral ($\Delta\sigma_1 = u_1$). Al aplicar F tampoco se disiparán las presiones neutrales que pueda generar la deformación tangencial y ello aunque F se aplique lentamente (se supone que la salida del agua está idealmente impedida, cosa muy difícil, por no decir imposible de lograr en un aparato de corte directo). Suponiendo que la presión neutral originada por la deformación tangencial sea también u (en realidad es un poco menor), la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla será ahora, teniendo presente que $\Delta\sigma_1 = u_1$:

$$s = (\sigma_1 + \Delta\sigma_1 - u_1 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

de nuevo diferente a las dos anteriores, nada más que a causa de un cambio en la condición de drenaje de la muestra.

Esta misma resistencia se podría haber obtenido si $\Delta\sigma_1$ y F fuesen aplicadas rápidamente, una tras otra, aun con drenaje libre, pues en tal caso no se daría tiempo a que se disipase ninguna presión neutral en los poros del suelo.

Todos los razonamientos anteriores pueden considerarse aplicables a un suelo normalmente consolidado en la naturaleza; si el suelo es preconsolidado pueden desarrollarse razonamientos análogos. En efecto, considérese la misma muestra anterior, pero fuertemente consolidada por una presión σ_1 , de gran magnitud. Si ahora se descarga rápidamente la muestra, quitando la fuerza P -

que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para matener el mismo volumen; obviamente, esta presión debe ser la misma que actuaba antes sobre la arcilla desde el exterior, es decir:

$$u_2 = - \sigma_1$$

Si inmediatamente después de retirar la carga P, la muestra se lleva a la falla, aplicando F rápidamente, la deformación tangencial en el plano de falla ocasionará, según se dijo, una perturbación de la estructura sólida y la presión del agua intersticial, u, consecuencia de ello, disminuye la tensión u_2 existente, de acuerdo con lo dicho en el párrafo anterior. En este caso la resistencia al esfuerzo cortante podrá escribirse, teniendo en cuenta que la presión total es nula, por haber retirado P y que $u_2 = - \sigma_1$ como:

$$s = (0 - u_2 - u) \tan \phi = (\sigma_1 - u) \tan \phi$$

Esta es la resistencia que se interpreta históricamente como "cohesión" de las arcillas, por ocurrir a esfuerzo exterior nulo y que, según se ve, en realidad es también fricción consecuencia de la preconsolidación (historia previa de consolidación) adquirida por la arcilla a causa de la acción de σ_1 .

Si no existe ninguna fuente de agua exterior de donde absorber, no importa el tiempo que se deje transcurrir desde la remoción de la carga P hasta la falla de la muestra por aplicación rápida de F. La resistencia permanecerá la misma. Debe observarse que si las facilidades de drenaje son nulas; es decir, si no existiera posibilidad para la muestra de ganar o perder agua, cualquiera que sea el decrecimiento o incremento de presión exterior, toda esa presión adicional la tomará el agua, y al aplicar la fuerza F rápidamente, el material tendrá exactamente la misma resistencia debida a la preconsolidación bajo σ_1 ; es decir, el material se comportaría como puramente cohesivo. Por otra parte, si el suelo tiene facilidad para absorber agua y se deja transcurrir el tiempo para que esto suceda, después de haber removido P, la muestra se expandirá y gradualmente irá disipándose la tensión en el agua y por lo tanto el esfuerzo efectivo, hasta que, finalmente, el esfuerzo efectivo será prácticamente nulo y, por ende, la resistencia del material se habrá reducido prácticamente a cero.

Claro es que todos los razonamientos anteriores pueden aplicarse a estratos de arcilla depositados en la naturaleza, cuya resistencia aumentará o disminuirá conforme se disipen con el tiempo las compresiones o tensiones originadas en el agua por las cargas.

De lo anterior se desprende la idea de que es en definitiva la fricción - el único concepto de que hay que hechar mano, en última instancia, para apli - car la resistencia al esfuerzo cortante de todo tipo de suelos. Sin embargo, - peca quizá de simplista, pues en el caso de partículas de arcilla de forma la - minar; en los contactos arista contra cara plana quizá se desarrollen nexos de unión suficientemente fuertes como para que haya de hablarse de una "verdadera cohesión". Empero, se considera que estos análisis quedan fuera del objetivo - de este trabajo y que la fricción puede proporcionar un mecanismo de resisten - cia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las considera - ciones que se han comentado en los anteriores párrafos.

Para terminar estas ideas sobre los mecanismos de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es preciso establecer el concepto de resistencia resi - dual, que ocupa un lugar importante en los problemas de estabilidad de suelos - ligados a las vías terrestres. Si se observa la Fig. I-17.a se verá que en - los materiales de falla frágil la curva esfuerzo-deformación llega a una condi - ción en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamen - te constante; este efecto, en mayor o menor medida, se observa en todos los - suelos (arenas o arcillas) que presentan una resistencia máxima, siendo más - acusado en tanto la arcilla esté más preconsolidada o la arena más compacta, a pesar de ser perceptible en arcillas normalmente consolidadas y en arenas rela - tivamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estu - diada para arcillas por Skempton. En el caso de las arenas esta resistencia - ocurre con una relación de vacíos independiente de la inicial, que se tenía an - tes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a vo - lumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aun - que hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes de - formaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho - de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de re - sistencia tras la máxima, se debe tanto a una ruptura progresiva de los nexos - entre las partículas, como a su reorientación en arreglos en que las partícu - las se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohe - sivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías te - rrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmen - te caen dentro de la anterior condición), envuelven los mismos conceptos que - los de los suelos saturados. Sin embargo, al haber aire y agua en los vacíos - del suelo, los mecanismos de generación de las presiones neutrales son mucho - más complicados e involucran fenómenos de tensión capilar y presión de gases, - que a su vez dependen del grado de saturación y del tamaño de los vacíos. Al - nivel del conocimiento actual es prácticamente imposible determinar los esfuer - zos efectivos que realmente actúan entre los granos del suelo.

C Pruebas para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

En la sección I-10 de este capítulo ya se presentaron someramente las - principales pruebas de laboratorio hoy utilizadas para medir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Se trata ahora de extender ligeramente este -

tema, complementándolo con una descripción general de los aparatos que se emplean, pues no se cree posible llegar a una comprensión justa de las conclusiones que se establecerán en los dos párrafos siguientes sin cumplir tal prerrequisito.

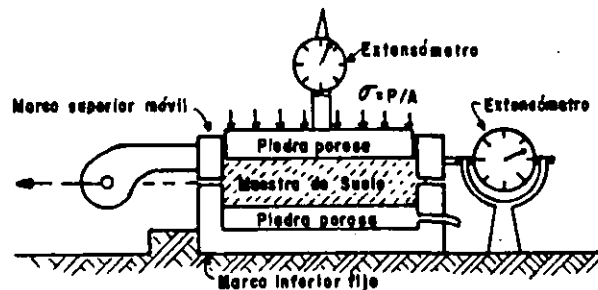


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

El aparato de corte directo responde a la idea más intuitiva para medir la resistencia de los suelos. En la Fig. I-46 aparece un esquema del dispositivo.

El aparato consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen a la muestra de suelo.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior, proporcionan drenaje libre a muestras saturadas, cuando se desee, y se substituyen simplemente por placas de confinamiento, al probar muestras secas.

La parte móvil tiene un aditamento al cual es posible aplicar una fuerza rasante, que provoca la falla del espécimen a lo largo de un plano que, por la construcción del aparato, resulta bien definido. Sobre la carga superior del conjunto se aplican cargas que proporcionan una presión normal en el plano de falla, graduable a voluntad. La deformación se mide con extensómetro, tanto en dirección horizontal como vertical.

De acuerdo a como se fijen las condiciones de drenaje de la muestra, se tienen tres tipos de pruebas:

- Sin drenaje, en que no se permite el drenaje de la muestra ni en la etapa de aplicación del esfuerzo normal, ni en la aplicación del esfuerzo cortante.
- Con consolidación sin drenaje, en la que se permite a la muestra consolidarse durante la etapa de aplicación del esfuerzo normal vertical, hasta disipar toda presión intersticial, pero no se permite drenaje adicional durante la etapa de aplicación del esfuerzo cortante.
- Con drenaje, en la que se permite consolidación de la muestra en las dos etapas de la prueba, de manera que se disipan las presiones neutrales tanto al aplicar el esfuerzo normal, como durante la aplicación del esfuerzo cortante.

Las pruebas más comunes para determinar la resistencia de los suelos son, como ya se dijo, las triaxiales.

Las pruebas de compresión triaxial son más refinadas que las de corte directo y en la actualidad son, con mucho, las más usadas en cualquier laboratorio.

rio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a voluntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma -

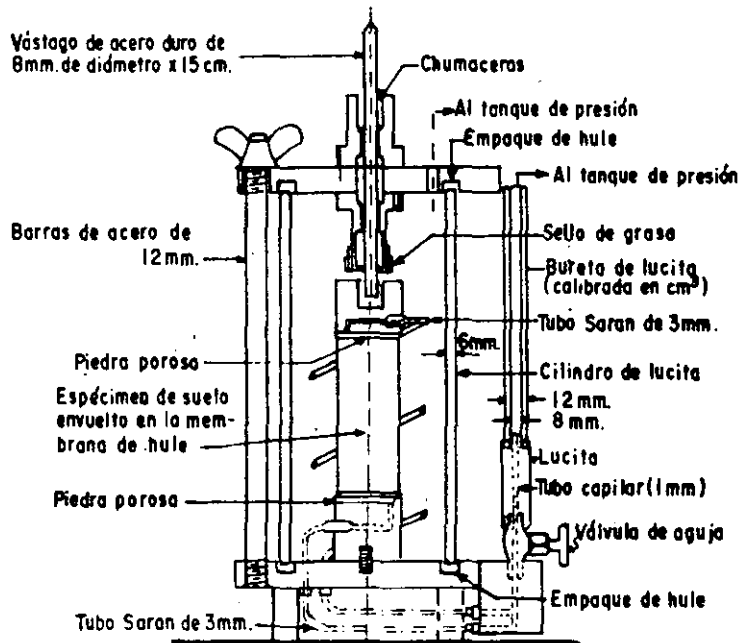


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son igualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. - - I-47). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara o con cables jalados a través de la base inferior.

La presión lateral que se ejerce con el agua que llena la cámara es sólo normal; por ser hidrostática, y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen (σ_a). En las bases de éste obra naturalmente también esta misma presión σ_a , pero además en esas secciones actúa el efecto de la carga transmitida por el vástago desde el exterior, que ejerce una presión p_{50} sobre el espécimen; esta presión suele llamarse en Mecánica de Suelos "esfuerzo desviador"; en total, en dirección axial actúa una presión σ_1 , que también es principal y que vale

$$\sigma_1 = \sigma_2 + p$$

En un instante dado el estado de esfuerzos se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_2 como esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Debe observarse que en una cámara triaxial el suelo está sometido a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, el menor y el intermedio, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado, pudiéndose emplear las construcciones correspondientes al estado de esfuerzos planos.

Ya se vio que la resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos "cohesivos", es variable y depende de diversos factores circunstanciales. Al tratar de reproducir en el laboratorio las condiciones a que el suelo estará sometido en la obra de que se trate, será necesario tomar en cuenta cada uno de los factores, tratando de reproducir las condiciones reales de este caso particular. En tal virtud, no es posible pensar en una prueba única que refleje todas las posibilidades de la naturaleza. Podría parecer que, en cada caso, debería montarse una prueba especial que lo representara fielmente; sin embargo, es obvio que esto no es práctico, dado el funcionamiento de un laboratorio común. Lo que se ha hecho es reproducir aquellas circunstancias más típicas e influyentes en algunas pruebas estandarizadas. Estas pruebas se refieren a comportamientos y circunstancias extremas; sus resultados han de adaptarse al caso real, generalmente intermedio, interpretándolos con un criterio sano y teniendo siempre presente las normas de la experiencia.

Los tipos de prueba de compresión triaxial que más comúnmente se realizan hoy en los laboratorios de Mecánica de Suelos son los que se describen brevemente a continuación:

Prueba lenta (símbolo L). Con drenaje.

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete al suelo a una presión hidrostática (σ_3), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya reestablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la base sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. A continuación la muestra es llevada a la falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Prueba rápida-consolidada (símbolo R_c). Con consolidación. Sin drenaje.

En este tipo de prueba, el espécimen se consolida primeramente bajo la

presión hidrostática σ_3 , como en la primera etapa de la prueba lenta; así el esfuerzo σ_3 llega a ser efectivo (σ_3), actuando sobre la base sólida del suelo. En seguida, la muestra es llevada a la falla por un rápido incremento de la carga axial, de manera que no se permita cambio de volumen. El hecho esencial de este tipo de prueba es el no permitir ninguna consolidación adicional de aplicación de la carga axial durante el período de falla. Esto se logra fácilmente en una cámara de compresión triaxial cerrando la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta; una vez hecho esto, el requisito es cumplido independientemente de la velocidad de aplicación de la carga axial; sin embargo, parece no existir duda de que esa velocidad influye en la resistencia del suelo, aun con drenaje totalmente restringido.

En la segunda etapa de una prueba rápida-consolidada podría pensarse que todo el esfuerzo desviador fuera tomado por el agua de los vacíos del suelo en forma de presión neutral; ello no ocurre así y se sabe que parte de esa presión axial es tomada por la fase sólida del suelo, sin que, hasta la fecha, se hayan dilucidado por completo ni la distribución de esfuerzos, ni las razones que la gobiernan. De hecho no hay en principio ninguna razón para que el esfuerzo desviador sea íntegramente tomado por el agua en forma de presión neutral; si la muestra estuviese lateralmente confinada, como en el caso de una prueba de consolidación, sí ocurriría esa distribución simple del esfuerzo desviador; pero en una prueba triaxial la muestra puede deformarse lateralmente y, por lo tanto, su estructura puede tomar esfuerzos cortantes desde un principio.

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.

En este tipo de prueba no se permite consolidación de la muestra en ninguna etapa. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece siempre cerrada, impidiendo el drenaje. En primer lugar se aplica al espécimen una presión hidrostática y, de inmediato, se hace fallar al suelo con la aplicación rápida de la carga axial. Los esfuerzos efectivos en esta prueba no se conocen bien, ni tampoco su distribución, en ningún momento, sea anterior o durante la aplicación de la carga axial.

Prueba de compresión simple (símbolo C_s).

Esta prueba no es realmente triaxial y no se clasifica como tal, pero en muchos aspectos se parece a una prueba rápida. Al principio de la prueba los esfuerzos exteriores son nulos, pero existen en la estructura del suelo esfuerzos efectivos no muy bien definidos, debidos a tensiones capilares en el agua intersticial.

Las pruebas triaxiales a que se ha hecho referencia, en las que el esfuerzo desviador se aplica por compresión del vástago, deben verse como las tradicionales históricamente hablando y como las de realización todavía más frecuente, pero en épocas más recientes se han desarrollado otras modalidades de prueba triaxial. En una de ellas, ya bastante usada, el esfuerzo transmitido por el vástago es de tensión, disminuyendo así la presión axial actuante sobre la muestra durante la prueba; en otra, se varía la presión lateral, modificando la presión de cámara dada con el agua, pero manteniendo la presión axial constante, para lo cual será preciso realizar los ajustes correspondientes en la transmisión producida por el vástago. Finalmente, sobre todo en trabajos de -

investigación, se están efectuando pruebas en las que se hace variar tanto el esfuerzo axial como el lateral.

Actualmente las pruebas triaxiales se clasifican en dos grandes grupos, de acuerdo con lo anterior: de compresión y de extensión. En las primeras, la dimensión axial disminuye y en las segundas, aumenta.

Tanto las pruebas de compresión como de extensión pueden tener diversas modalidades de laboratorio. En efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer, por ejemplo, disminuir, aumentando el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; en una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre es el esfuerzo principal menor, σ_3 .

Se han desarrollado asimismo equipos triaxiales para aplicación de tres esfuerzos principales diferentes. Existen además aparatos de deformación plana, en los cuales se hacen variar las deformaciones axialmente y en un sentido lateral, permaneciendo fija la dimensión del espécimen en el otro sentido lateral.

Para la medición de las propiedades dinámicas de los suelos se ha desarrollado la prueba triaxial pulsante, en la cual se aplica σ_3 como en la prueba estándar, pero la σ_1 de manera cíclica.

La prueba de corte anular se realiza utilizando un aparato prácticamente idéntico al de la prueba directa con la diferencia de que el esfuerzo cortante se produce aplicando una torsión alrededor de un eje vertical y normal a la muestra; al no cambiar el área de la muestra, la prueba es muy apropiada para la determinación de la resistencia residual de los suelos.

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones. Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen estados de deformación plana, condición que se ha querido ver como representativa de la situación prevaleciente en muchos problemas reales.

La prueba de la veleta es una contribución relativamente moderna al estudio de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. La prueba presenta, en principio, una ventaja considerable: la de realizarse directamente sobre los suelos in situ, es decir, no sobre muestras extraídas con mayor o menor grado de alterabilidad, sino sobre los materiales en el lugar en que se depositaron en la naturaleza. Sin embargo, la alteración de los suelos sometidos a la prueba dista de ser nula, pues la veleta ha de hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde

un punto de vista interpretativo de sus resultados, con la prueba directa de resistencia ya mencionada tantas veces y está afectada por algunas de sus limitaciones.

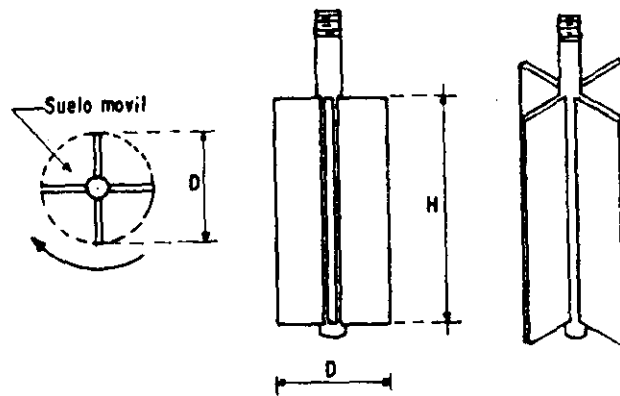


Figura 48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

El aparato consta de un vástago, desmontable en piezas, a cuyo extremo inferior está ligada la veleta propiamente dicha, por lo general de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, que es prolongación del vástago (Fig. 48). Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada, se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo apropiado, que permite medirlo. Por lo general la operación de hincado se facilita perforando un pozo hasta una profundidad ligeramente menor al nivel en que la prueba haya de realizarse; la parte superior de la veleta ha de quedar suficientemente abajo del fondo del pozo. Al ir aplicando el momento, la veleta tiende a girar tratando de rebanar un cilindro de suelo.

Llamando s a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el momento máximo soportado por éste será medido por los momentos resistentes generados, tanto en las bases del cilindro, como en su área lateral. El momento resistente que se desarrolla en el área lateral será:

$$M_{R_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

y despreciando el efecto del vástago, el momento generado en cada base valdrá:

$$M_{R_B} = \frac{\pi D^2}{4} s \frac{2}{3} \frac{D}{2} = \frac{1}{12} \pi D^3 s$$

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, lo que equivale a considerar elementos en forma de sector circular.

El momento resistente total, en el instante de falla incipiente, será igual al momento aplicado ($M_{\text{máx}}$):

$$M_{\text{máx}} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{\text{máx}} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} s \right)$$

De donde

$$s = \frac{M_{\text{máx}}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{\text{máx}}}{C}$$

Obsérvese que el valor de C es una constante del aparato, calculable de una vez por todas.

Es frecuente que $H = 2D$, con lo que

$$C = \frac{7}{6} \pi D^3$$

Fácilmente se nota que el tipo de falla que produce la veleta es progresiva, con deformaciones máximas en el extremo de las aspas, y mínimas en los planos bisectores de dichas aspas, por lo que puede concluirse que la veleta sólo es aplicable a materiales de falla plástica, del tipo de arcillas blandas.

En las arenas, aun en las sueltas, la veleta al ser introducida modifica la compacidad de los mantos y, sobre todo, el estado de esfuerzos general de la masa, por lo cual los resultados que pudieran obtenerse son de interpretación difícil.

En las arcillas finalmente estratificadas, en que capas delgadas de arcilla alternan con otras de arena fina que proporcionan fácil drenaje, los esfuerzos debidos a la rotación inducen consolidación en la arcilla, efecto que se hace notorio durante la prueba por el pequeño espesor de la estratificación; por ello se obtienen resistencias más altas que las reales.

Una veleta apropiada para medir resistencias altas ha sido operada por Marsal.

I-14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS GRANULARES.

Según ya se vio en el párrafo anterior, los factores que afectan a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares pueden considerarse

dentro de dos clases. La primera agrupa a los que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo dado, de los cuales los más importantes son la compacidad (a menudo referida a la relación de vacíos inicial o a la compacidad relativa inicial) y el esfuerzo de confinamiento (en la naturaleza o en la cámara triaxial), pero entre los que la velocidad de aplicación de la carga juega también un papel. La segunda clase de factores agrupa a aquéllos que hacen que la resistencia de un suelo granular sea diferente de la de otro suelo granular que tenga el mismo esfuerzo confinante y la misma compacidad.

Entre estos factores destacan el tamaño, la forma, la textura y la distribución granulométrica de las partículas, y su grado de sanidad y dureza, definiendo estas últimas condiciones el fenómeno de ruptura de granos, que afecta la resistencia de manera fundamental.

A continuación se analizarán algunas conclusiones de pueden considerarse de interés y que se desprenden de los resultados de pruebas de laboratorio y experiencias de campo en relación a la resistencia al esfuerzo cortante que pueden desarrollar los suelos granulares.

En primer lugar existe considerable acuerdo en que, en lo que a las aplicaciones prácticas se refiere, resulta lícito expresar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares por medio de una ecuación análoga a la siguiente, según la cual

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

en la que s representa la resistencia del suelo o, lo que es lo mismo, el máximo esfuerzo cortante que éste soporta sin falla ($\tau_{\text{máx}}$).

En la figura 49 se muestran las envolventes de falla, obtenidas en pruebas triaxiales convencionales, realizadas a niveles de esfuerzos relativamente bajos para tres arenas, una suelta, otra compacta y una tercera, cementada. Se marcan los puntos correspondientes a cada prueba, que indican la combinación particular de esfuerzo normal y esfuerzo cortante máximo con que se produjo la falla en el punto. En el caso de la arena suelta, se observa que se define una envolvente de falla que es prácticamente una línea recta que pasa por el origen; lo que es lo mismo, el material satisface una ley de tipo de la ecuación anterior y el ángulo de fricción interna de la arena (ϕ_s) puede obtenerse precisamente del conjunto de pruebas.

En el caso de la arena compacta, los puntos resultantes definen en realidad una línea curva, no muy diferente de una recta que pase por el origen, con el ángulo de inclinación ϕ_c . Para fines prácticos es razonable asimilar la curva a una recta que cumpla con las condiciones de la ley (anterior) y en tal caso podrá calcularse de las pruebas de ángulo ϕ_c (estado compacto), necesario para poder aplicar la ecuación (anterior) a los problemas de campo.

En el caso de las arenas cementadas podrá tenerse una ley como las anteriores, según sean sueltas o compactas; la diferencia estriba en la resistencia que exhibirá la arena bajo presión normal exterior nula, por efecto de T cementación (ordenada por el origen), lo que hace que la resistencia en estas pruebas quede mejor expresada por la ley de Coulomb, pudiéndose calcular c y ϕ de las pruebas triaxiales efectuadas y teniendo en cuenta que c representa un

efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

Las ideas anteriores permiten obtener expresiones manejables para la resistencia al esfuerzo cortante de las arenas, en forma aproximada y apropiada para niveles de esfuerzos relativamente bajos. Cuando estos aumentan, el anterior panorama simplista se complica, según se discutirá más adelante.

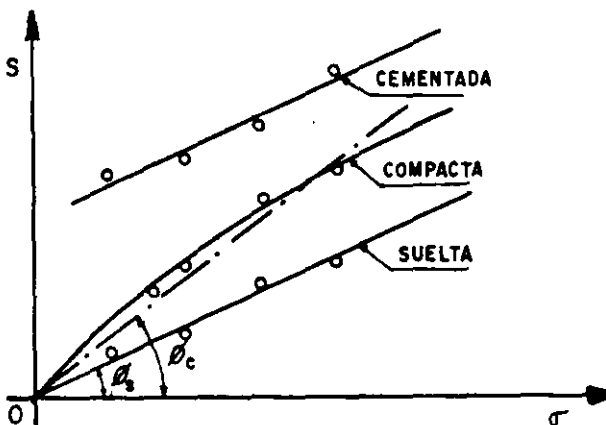


Figura 49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

Es evidente que es el efectivo el esfuerzo que debe tomarse en cuenta en la aplicación de las anteriores leyes de resistencia en arenas. Si la arena está saturada, podrán aparecer por carga exterior o por flujo presiones en el agua, u . En tal caso, si, como es frecuente en la práctica, la presión normal con que haya de entrarse en la ley de Coulomb se calcula como esfuerzo total, es decir a partir del peso específico del suelo saturado, γ_m , que involucra el peso del suelo y del agua contenida, deberá escribirse

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi = (\sigma - u) \tan \phi$$

donde $\bar{\sigma}$ representa el esfuerzo efectivo y σ al total, según se han definido anteriormente. La experiencia de laboratorio ha demostrado que el valor de ϕ cambia relativamente poco entre la arena seca y la arena saturada; el verdadero cambio en la resistencia de la arena estriba en la aparición de la presión neutral intersticial u , que si es importante puede reducir la resistencia en forma substancial. Si la arena estuviera "seca", a la profundidad z dentro de la masa se tendría, para fines de resistencia, una presión normal.

$$\bar{\sigma} = \sigma = \gamma_s z$$

Si el nivel freático sube hasta la superficie de la arena, el valor γ_s aumenta al valor γ_m , que es mayor; pero si se desarrollan en el agua presiones neutrales de valor u , el esfuerzo disponible para la resistencia será:

$$\bar{\sigma} = (\sigma - u) = \gamma_m z - u$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia puede reducirse a un valor despreciable. Puede verse entonces claramente la influencia del agua y de las presiones que pueda desarrollar en los problemas de estabilidad de tierras. - Las fluctuaciones en el nivel freático o el flujo de agua a través de los suelos son causas comunes del desarrollo de presión neutral.

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $-u$ puede llegar a ser cero, y la arena habrá perdido toda su resistencia, pasando a comportarse como un fluido pesado. Esta condición está ligada no sólo a la causa que provoque u , como podría ser el flujo de agua, sino a características de la propia arena; en arenas finas y uniformes o en limos sin cohesión, la permeabilidad es relativamente baja y cualquier presión neutral que se desarrolle tendrá dificultarse para disiparse, siendo estos suelos los que presentan más riesgo de disminuir o anular su resistencia por este concepto. Las arenas gruesas y las gravas pueden llegar a la condición de resistencia nula sólo si el flujo es suficientemente grande.

Cuando las arenas se deforman bajo esfuerzo cortante, su volumen cambia; si la arena está saturada, tal cambio debe ir acompañado de una nueva distribución del agua en los vacíos. Si la permeabilidad del suelo es alta o los cambios anteriores ocurren muy lentamente, sólo aparecerán presiones neutrales muy pequeñas sin mayor influencia en la resistencia; pero si los cambios son muy rápidos o la permeabilidad es relativamente baja se podrá llegar por efecto acumulativo a grandes presiones neutrales, quedando la resistencia muy afectada.

Los suelos compactos se expanden al deformarse, según ya se dijo, lo cual tiende a producir tensiones intersticiales, con valor límite igual a la máxima tensión capilar del suelo; este efecto produce un aumento temporal en la resistencia del suelo.

En las arenas sueltas, la deformación bajo cortante produce disminución de volumen y el agua genera presión neutral. El valor límite de u es ahora la presión de confinamiento del suelo (σ_3) y el mínimo esfuerzo efectivo a que puede llegarse es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Cuando la arena se deforma por cortante, las presiones neutrales se desarrollan al principio sólo en la zona de deformación; depende de la permeabilidad y de las condiciones de movimiento interno del agua el que la presión neutral se mantenga o se propague por la masa de arena. Este debilitamiento del

suelo más allá de la zona inicialmente deformada transmite las condiciones de falla y contribuye a generar más presiones neutrales en el agua, de manera que puede tender a producirse un verdadero mecanismo de falla progresiva. A estos fenómenos están ligados muchos deslizamientos de tierra importante.

Cargas relativamente pequeñas pueden generar condiciones de falla por desarrollo de presión neutral, en condiciones apropiadas, cuando la carga actúa repetidamente en forma más o menos cíclica. Cada aplicación de carga produce un incremento en la presión neutral; si las condiciones de granulometría y permeabilidad no permiten que ésta se disipe antes de la siguiente aplicación, se tendrán las condiciones propicias para el desarrollo de una falla. Este es el caso que puede llegar a presentarse bajo una cimentación de una máquina que transmita vibraciones; también es el caso de explosiones y temblores de tierra durante o después de los cuales puede presentarse el efecto de resistencia nula con desastrosas consecuencias (licuación).

La tensión capilar puede introducir diferencias en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena, respecto al estado seco. En las arenas húmedas pueden desarrollarse meniscos entre los granos y generarse altos esfuerzos de tensión capilar en el agua, a los que corresponderán fuertes compresiones entre los granos, lo que equivale a un aumento de la presión efectiva y, por lo tanto, de la resistencia. Este es el efecto de cohesión aparente debida a la capilaridad, responsable de que muchos frentes de arena parcialmente saturada se mantengan prácticamente con talud vertical. Naturalmente este no es un efecto permanente, y si el ingeniero confía en él, se enfrentará a una falla casi segura cuando la arena pierda el agua por evaporación o cuando se sature por cualquier razón.

Como ya se dijo, la ley de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares puede aproximarse a una línea recta (ley de Coulomb para suelos puramente friccionantes) de un modo bastante razonable en la práctica, siempre y cuando los esfuerzos normales actuantes en el plano de falla y en el instante de la falla se mantengan a bajo nivel. No hay una frontera específica para definir alto o bajo nivel de esfuerzo. Cuando el nivel de esfuerzo normal en la superficie de falla se combina con la compacidad de manera que se tienen envolventes de resistencia más curvas (a un grado que la aproximación a la recta se haga con una falta de precisión que se considere indeseable), puede procederse de alguna de las tres maneras siguientes. En primer lugar puede trabajarse con la envolvente curva obtenida en las pruebas, lo que seguramente complica cualquier cálculo que haya de hacerse con base en tal envolvente. En segundo lugar, puede aproximarse a una línea recta solamente la parte de la envolvente curva comprendida entre los valores extremos de la presión normal en el plano de falla que se considere actuarán en el problema específico que se está analizando; esto llevará seguramente a la obtención de una ley de resistencia del tipo de la de Coulomb para un suelo que tenga "cohesión y fricción", pues la prolongación de la aproximación recta puede cortar al eje por arriba del origen; naturalmente que el valor de c así obtenido tiene poco que ver con el concepto de cohesión ya discutido y no debe verse más que como un parámetro de cálculo. En tercer lugar puede trabajarse con la ley de Coulomb, pero considerando en ella a ϕ variable y dependiente de la presión de confinamiento en la falla [$\phi = f(\sigma_3)$], si bien este método se considera poco cómodo para los cálculos prácticos.

Abandonando el examen del panorama general que hasta ahora se ha tratado, se concluirá este breve análisis sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos friccionantes, tal como se considera que puede encontrarse por expe

rimentacion de laboratorio, haciendo algunas consideraciones sobre la influencia en los resultados de las pruebas de algunos de los factores que influyen en dicha resistencia, los cuales han sido mencionados al principio de éste y en párrafos precedentes.

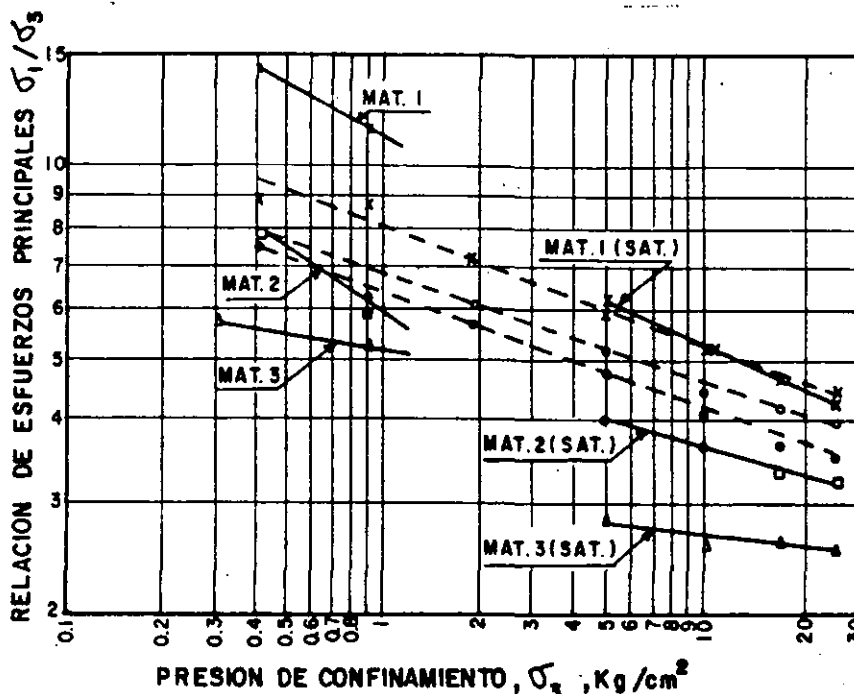


Figura 50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales.

Se considerará en primer lugar el efecto del esfuerzo confinante σ_3 utilizado en la prueba. Ya se ha dicho que dicho esfuerzo es fundamental para definir la resistencia adicional que muestra el suelo granular por efecto de acomodamiento; cuando el esfuerzo confinante aumenta, la componente de resistencia por efecto de acomodamiento disminuye, a causa de que las partículas se rompen. Esta tendencia se muestra claramente en la Fig. 50.

La figura presenta resultados para los tres materiales de enrocamiento ya mencionados en el párrafo I-11. Aparecen dos series de pruebas; a la izquierda, con presiones de confinamiento relativamente bajas (hasta 1 kg/cm²), las hechas en el aparato triaxial con muestras de 113 cm de diámetro y 250 cm de altura, y a la derecha, las realizadas en el aparato triaxial gigante, con presiones de confinamiento hasta de 25 kg/cm². En ambos casos es notable la tendencia señalada de disminución del efecto de acomodamiento con el aumento de σ_3 .

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre los especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la compacidad inicial al esfuerzo cortante, siendo ésta mayor a menor relación de vacíos o mayor compacidad relativa iniciales. La Fig. 51 ilustra esta tendencia para una arena particular. En la figura se muestra también el valor de ϕ , ángulo de fricción del material.

partícula-partícula en el sentido mecánico del término, el cual es naturalmente independiente de la compacidad inicial.

La relación de vacíos inicial de un suelo dado parece, en cambio, no tener influencia en el valor del ángulo de fricción correspondiente a la resistencia residual o última de dicho suelo, así como tampoco en la relación de vacíos con que se llegue a ese estado residual, en el cual el suelo se deforma a volumen constante. Este ángulo de resistencia residual es mayor que ϕ_u y aparece

señalado en la Fig. 51 para la arena particular que en ella se trata.

En la Fig. 52 se muestra la relación entre el ángulo de fricción interna, ϕ y la relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

Puesto que los valores de ϕ_μ , que definen el efecto de fricción partícu-

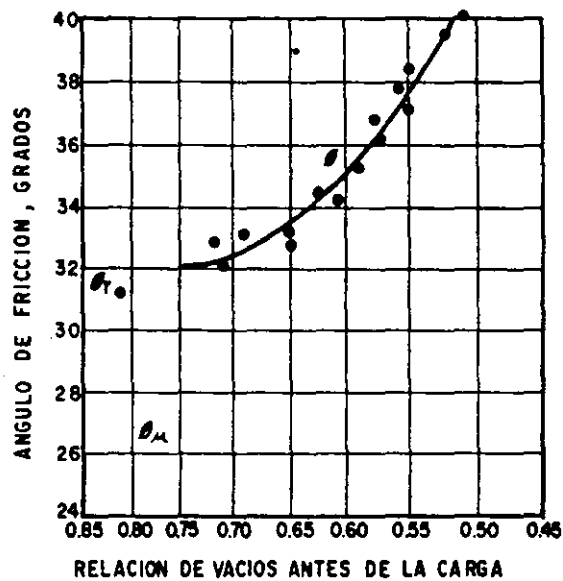


Figura 51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina.

la contra partícula únicamente, varían relativamente poco entre partículas de diferentes tamaños de los distintos minerales que componen los suelos granulares reales, se sigue que las diferencias grandes que se observan en ϕ para una relación de vacíos inicial dada, han de deberse al efecto de acomodo de los granos.

La composición granulométrica del suelo granular afecta su ángulo de fricción interna de dos maneras. En primer lugar afecta la relación de vacíos que se alcanza con una energía de compactación dada, si se compacta el suelo, como es tan frecuente, y segundo, afecta, según se ve en la Fig. 52, al valor de ϕ que se alcanza con una relación de vacíos inicial dada. Para un problema práctico específico (por ejemplo, la construcción de un terraplén), el efecto de la composición granulométrica del suelo puede estudiarse haciendo series de pruebas triaxiales y determinando ϕ para varias granulometrías, compactando

siempre la arena con la misma energía.

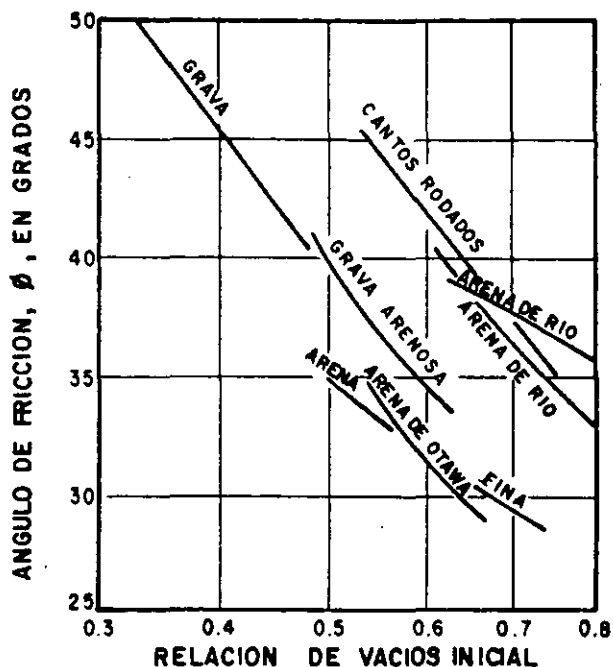


Figura 52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

El procedimiento más común para determinar ϕ en el lugar es por medio de correlaciones con resultados de pruebas de penetración, razón por la cual el estudio de tales correlaciones es tan importante. Más adelante se insistirá sobre este importante aspecto.

Finalmente, parece convenir puntualizar algo sobre la influencia ya tratada del fenómeno de la ruptura de granos en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares. A medida que el coeficiente B de ruptura aumenta, puede notarse una disminución de la resistencia en todos los materiales investigados por Marsal. Al respecto son de interés los datos obtenidos en la Fig. 53. En esa figura puede verse también cómo al aumentar la presión confinante, σ_3 , aumenta la ruptura de los granos.

Entre los fenómenos que afectan la ruptura, Marsal menciona la presión de confinamiento, la distribución granulométrica, el tamaño medio y la forma de las partículas, la relación de vacíos y, desde luego, la naturaleza y sanidad de los granos.

La razón por la que la ruptura ocurre en mayor grado al aumentar el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , se cree que radica en las altas fuerzas que actúan en los puntos de contacto entre las partículas; éstas aumentan con el tamaño medio y con el coeficiente de uniformidad. Marsal ha comparado estas fuerzas intergranulares para una arena típica y un enrocamiento, ambos bajo una presión de confinamiento de 1 kg/cm², y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común,

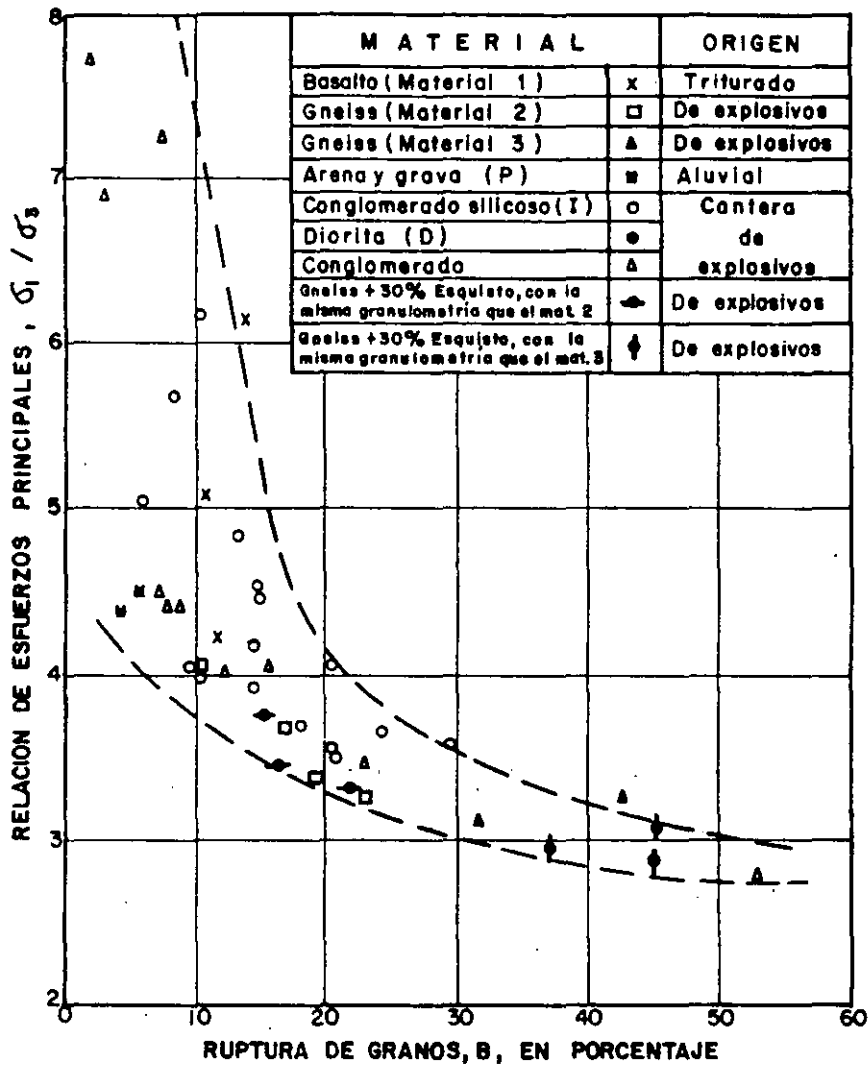


Figura 53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos.

lo cual explica muchas de las diferencias de comportamiento encontradas entre esos materiales en la práctica. Este hecho señalado por Marsal no debe ser olvidado por ingenieros que trabajen con enrocamientos, sea en lo relativo a resistencia o a compresibilidad.

I-15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS COHESIVOS.

A Suelos saturados

Se analizan a continuación las conclusiones básicas a que permiten llegar los resultados de las diferentes pruebas triaxiales en suelos saturados. Como ya se ha indicado en el párrafo I-13, cada prueba triaxial representa unas cir

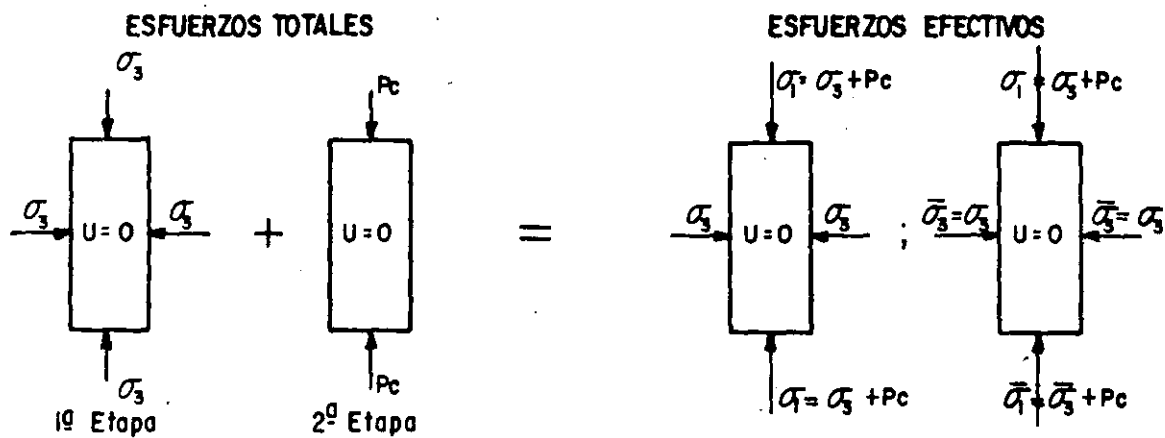


Figura 54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

condiciones específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división caprichosa o basada en la simple metodología de trabajo. A continuación se analizan los resultados de cada una de las pruebas por separado, con referencia al tipo más tradicional de prueba de compresión.

1. Prueba lenta.-Condición drenada. Como queda dicha, los esfuerzos actuantes sobre el espécimen en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo el drenaje libre de la muestra y, por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa, el espécimen queda sometido a presión de agua (σ_3) actuante en todas direcciones, y en la segunda etapa se le lleva a la falla con incrementos de carga axial p (esfuerzo desviados). En la Fig. 54 se muestra esquemáticamente la distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba.

En esta prueba no hay cambios en los esfuerzos neutrales y cualquier aumento en el esfuerzo total produce el correspondiente aumento en el esfuerzo efectivo. Durante ella el suelo se consolida, disminuyendo su relación de vacíos y su contenido de agua. Aunque el mecanismo de esta consolidación es esencialmente el mismo descrito al tratar de compresibilidad de suelos cohesivos, la curva de compresibilidad es ahora diferente, por ser distinto el campo de los esfuerzos actuantes. El efecto del anillo de confinamiento que se tiene en la prueba de consolidación convencional impone la condición de que las deformaciones en las dos direcciones horizontales son nulas ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) y de que los esfuerzos principales en tales direcciones son iguales entre sí e iguales a una fracción, K , del esfuerzo normal principal vertical, σ_1 ($\sigma_2 = \sigma_3 = K \sigma_1$). Así, si se hiciesen sucesivas pruebas de consolidación convencional para cargas verticales crecientes, se obtendrían los círculos de Mohr que se muestran en la figura 55.

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano

particular al lugar geométrico de un punto de los sucesivos círculos de Mohr, - obtenidos al hacer un conjunto de pruebas, que representa a la combinación de esfuerzos normales y cortantes actuantes en cada prueba sobre dicho plano. En la Fig. 55 se dibujó la trayectoria de esfuerzos para tres pruebas sucesivas - de consolidación unidimensional escogiendo como plano de interés aquel en que se presenta el esfuerzo cortante máximo (línea 1-2-3). Puede verse que la trayectoria de esfuerzo es una recta.

En la prueba lenta, las cosas son diferentes a la prueba de consolidación unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

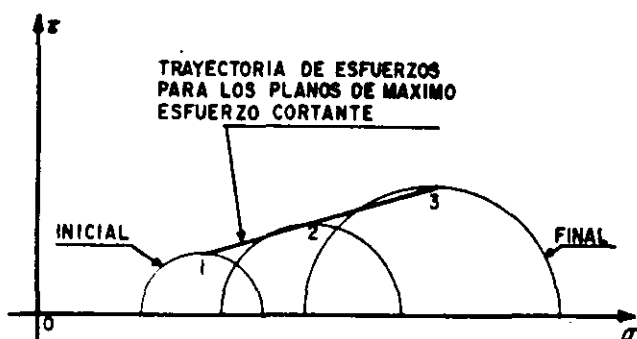


Fig. 55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

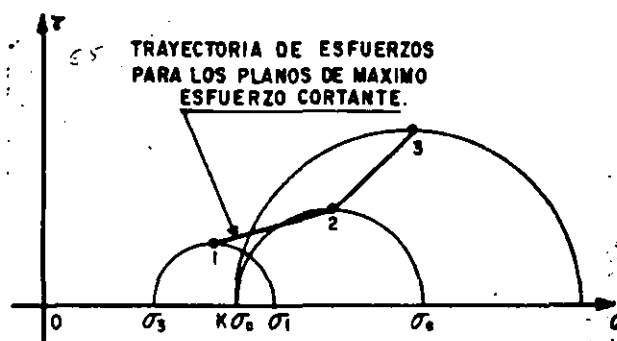


Fig. 56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

manteniendo constante el esfuerzo lateral, σ_3 , dado por el agua. En la Fig. 56 se muestra una trayectoria típica de esfuerzo en el plano de corte máximo - (para tener datos comparables a los de la Fig. 55).

Las pruebas de la Fig. 56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), - lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador σ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\sigma_c$ y permitiendo la consolidación del espécimen bajo esos esfuerzos; así se obtuvo el estado de esfuerzos efectivos representado por el círculo 2. En seguida y ya sin variar el esfuerzo de cámara $\sigma_3 = K\sigma_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

La trayectoria de esfuerzos para el plano de corte máximo es ahora 1-2-3, diferente de la mostrada en la Fig. 55 para el caso de la prueba de consolidación, lo cual es lógico si se piensa que en aquel caso existe un rígido confinamiento lateral, que no se tiene en el caso de la prueba triaxial.

Cada día se hace un uso más extenso de los resultados de la consolidación triaxial, que suelen expresarse en gráficas vertical-deformación vertical (o asentamiento).

En general, existe la tendencia a pensar que los resultados de la consolidación triaxial pueden ser más apropiados para describir el asentamiento de estratos gruesos de arcillas o limos plásticos, pero todavía está muy extendido el uso de la consolidación convencional para definir la compresibilidad de todo tipo de suelos cohesivos.

Como un resultado de la consolidación triaxial, durante una prueba lenta (drenada) se reducen en la muestra tanto el espaciamiento entre las partículas, como el contenido de agua; por tal motivo se hacen más fuertes los nexos entre las partículas, en forma proporcional al esfuerzo confinante y, por ello, la resistencia aumenta proporcionalmente al esfuerzo confinante efectivo; a esta situación corresponde una envolvente de resistencia, obtenida en una secuencia de varias pruebas, con esfuerzos crecientes, que sea una línea recta que pase por el origen (Fig. 57).

El ángulo ϕ se denomina ángulo de resistencia o de fricción interna del suelo cohesivo y suele variar entre 20° y 30° . Los valores más altos suelen estar asociados a arcillas con valores de índice de plasticidad entre 5 y 10 y los más bajos a índices mayores de 50 ó 100, lo que verifica el efecto de la

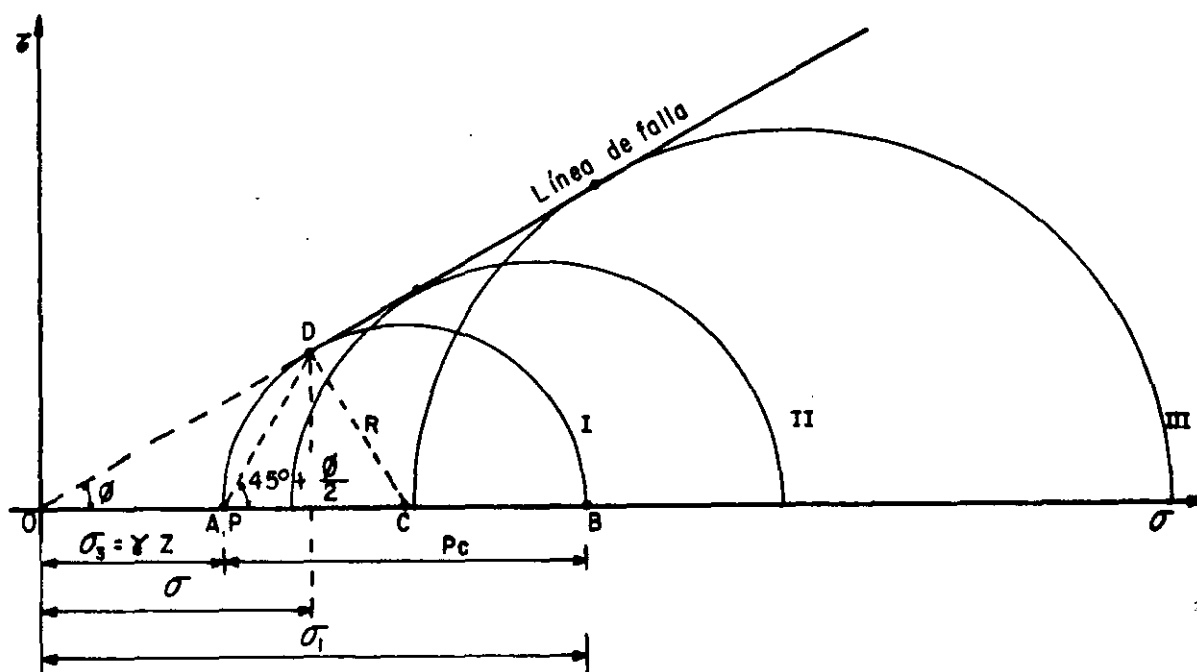


Figura 57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

repulsión entre partículas y del agua adsorbida sobre los nexos entre los cristales, pues a altos índices de plasticidad se tienen condiciones más desfavorables en tales conceptos.

Cuando una arcilla se carga en la cámara triaxial con esfuerzos menores que su carga de preconsolidación ($\sigma_1 < \sigma_c$), aún cuando pueda haber tendencia a la expansión con absorción de agua, sus partículas no vuelven a su es

paciamiento original y la relación de vacíos no alcanza tampoco el valor original, anterior a la consolidación bajo σ_c . Por lo anterior, las fuerzas atractivas entre las partículas no se reducen tanto como podrían hacerlo y, en consecuencia, la resistencia a esfuerzos menores que la carga de preconsolidación ya no es proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento, sino algo mayor; esto hace que la envolvente de resistencia (Fig. 57) se aparte de la recta y se desarrolle sobre ella para valores del esfuerzo aplicado menores que σ_c .

Naturalmente que ese tramo no recto de la envolvente representa el comportamiento en cuanto a resistencia en prueba drenada. De esta manera, la resistencia de una arcilla en prueba drenada puede representarse por la expresión

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi$$

para valores de la carga arriba de la carga de preconsolidación (condición de suelo normalmente consolidado), y por la expresión

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi_A$$

para valores de la carga menores que la carga de preconsolidación (condición de suelo preconsolidado). Naturalmente que en este último caso c y ϕ_A habrán de obtenerse haciendo una aproximación a una línea recta en la envolvente curva, por lo que no puede considerarse que signifiquen más que parámetros de cálculo sin un significado teórico preciso.

La resistencia drenada de un suelo cohesivo, tal como se obtiene en una prueba lenta, representa la resistencia que el suelo desarrollará cuando quede sometido a cambios de esfuerzos, de manera que el suelo llegue a consolidarse por completo bajo los nuevos; esto implica las condiciones de drenaje apropiadas y el transcurso del tiempo suficiente. Representa la resistencia que se alcanzará en un caso real a largo plazo en condiciones ordinarias en que no existe un impedimento especial a la consolidación del suelo bajo los esfuerzos que se le apliquen. La resistencia drenada también debe usarse en la resolución de los problemas prácticos que se haga con el método de los esfuerzos efectivos, el cual se describe con detalle más adelante y en el que se determinan las condiciones de falla a partir de los esfuerzos totales y de la presión neutral; es particularmente útil en los problemas en que ocurran cambios complicados en las condiciones de carga y en los movimientos del agua en el subsuelo.

2. Prueba rápida consolidada. Condición con consolidación y sin drenaje.

En esta prueba se establece más marcadamente que en la lenta la distinción entre la primera etapa, con consolidación bajo los esfuerzos aplicados usualmente en condición hidrostática ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), pero a veces en alguna

$$s = \bar{\sigma} \tan \phi_u$$

y ϕ_u recibe el nombre de ángulo aparente o de resistencia no drenada del suelo; es en rigor sólo un parámetro de cálculo, cuyo verdadero significado teórico - es, por lo menos, muy difícil de establecer.

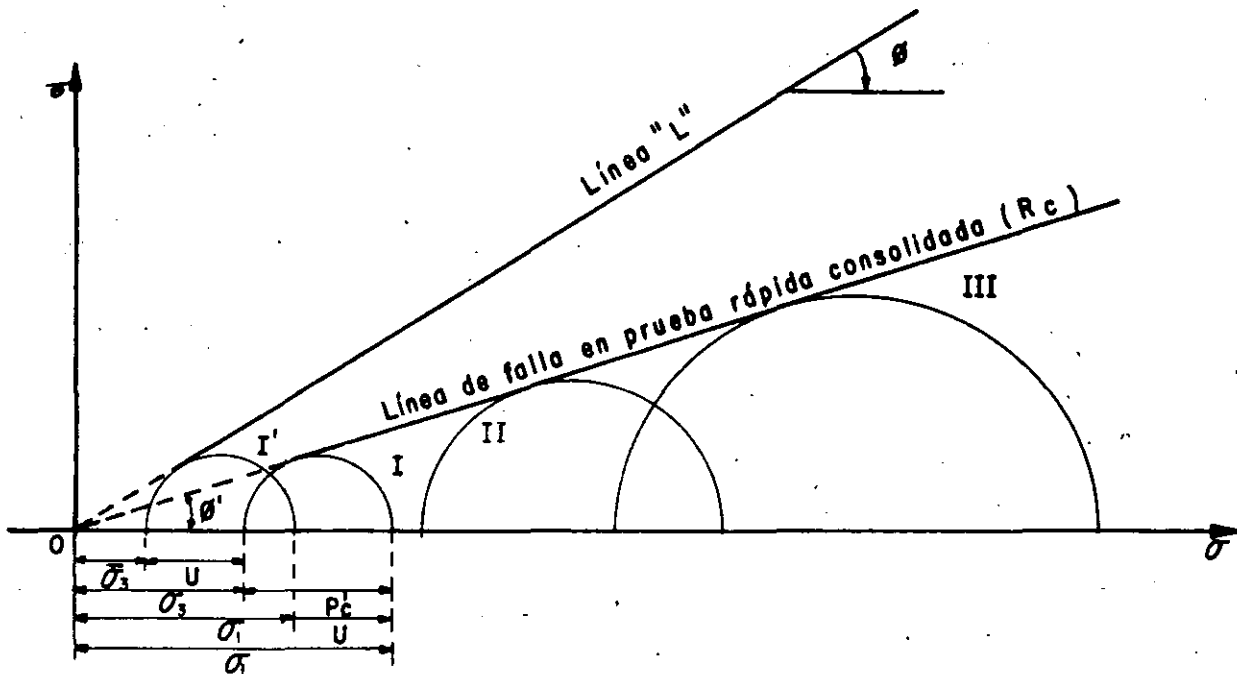


Figura 59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

En términos de esfuerzos efectivos, la resistencia para el intervalo normalmente consolidado puede establecerse en la prueba rápida-consolidada por la expresión

$$s = (\sigma - u) \tan \phi = \bar{\sigma} \tan \phi$$

también del tipo de la ecuación (anterior), usando el ángulo de resistencia, ϕ , obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos, tal como se obtendría con pruebas lentas.

El ángulo ϕ_u suele ser del orden de $\phi/2$.

La prueba rápida-consolidada representa las condiciones de un suelo que primeramente se consolida bajo el peso de una estructura y que después queda sometido a un rápido incremento de esfuerzos por la construcción de una estructura que pueda añadirse o por la acción de una carga viva accidental. Suele -

emplearse para representar las condiciones de cimentaciones de terraplenes en que la construcción dura más que el tiempo requerido por el suelo para alcanzar una consolidación significativa.

3. Prueba rápida.-Condición no drenada.

En esta prueba tanto el esfuerzo de confinamiento, dado con la presión del agua en la cámara, como el esfuerzo desviador, se aplican de manera que no se permite ninguna consolidación del espécimen; esto se logra cerrando la válvula de salida de la cámara hacia la bureta y/o aplicando los esfuerzos con rapidez suficiente. La relación de vacíos de la muestra y su contenido de agua permanecen en principio invariables y se desarrollan presiones neutrales en el interior del espécimen.

Si la muestra proviene de la profundidad z y γ es su peso específico, se presenta un suelo que estaba consolidado a la presión γz . Si se somete la muestra a esa presión dentro de la cámara en la primera etapa de la prueba, teóricamente la estructura sólida del suelo tomará toda la carga y el agua de la muestra pasará a un estado de presión nula a partir de la tensión que hubiera desarrollado al ser extraído el espécimen de su lugar natural. Por otra parte, si la presión que se ejerce con el agua es más grande que la que el suelo tenía en la naturaleza, todo el exceso lo tomará en teoría el agua contenida en la muestra, sin que se modifique el grado de consolidación del espécimen ni la magnitud de los esfuerzos efectivos, y ello sin que cambie la relación de vacíos, el espaciamiento entre las partículas o la resistencia del suelo, sea el valor de la presión aplicada en la cámara. Consecuentemente, al no variar los esfuerzos efectivos, la resistencia mostrada por el suelo (p_c'') es constante, cualquiera que sea la presión del agua en la etapa inicial; esto se traduce en el hecho de que todos los círculos de Mohr correspondientes a esfuerzos sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

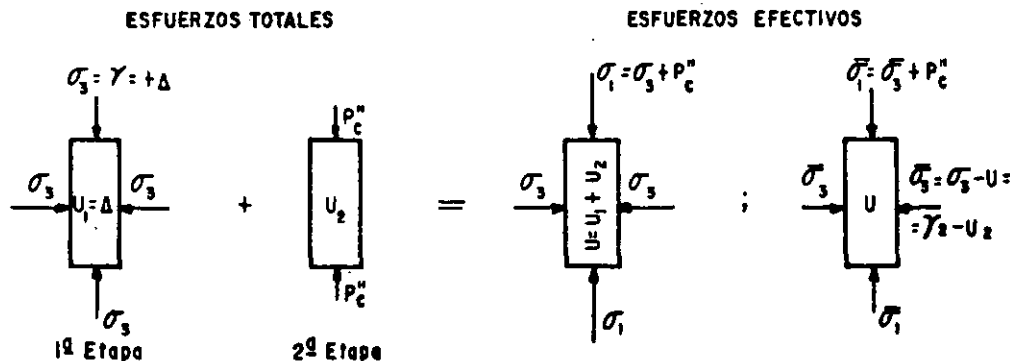


Figura 60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

En la primera etapa se supone que la presión hidrostática en la cámara es la γz que el suelo tenía en la naturaleza, más un cierto valor arbitrario, Δ . Consecuentemente, se desarrollará en el agua de la muestra una presión neutral $u_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el vés-

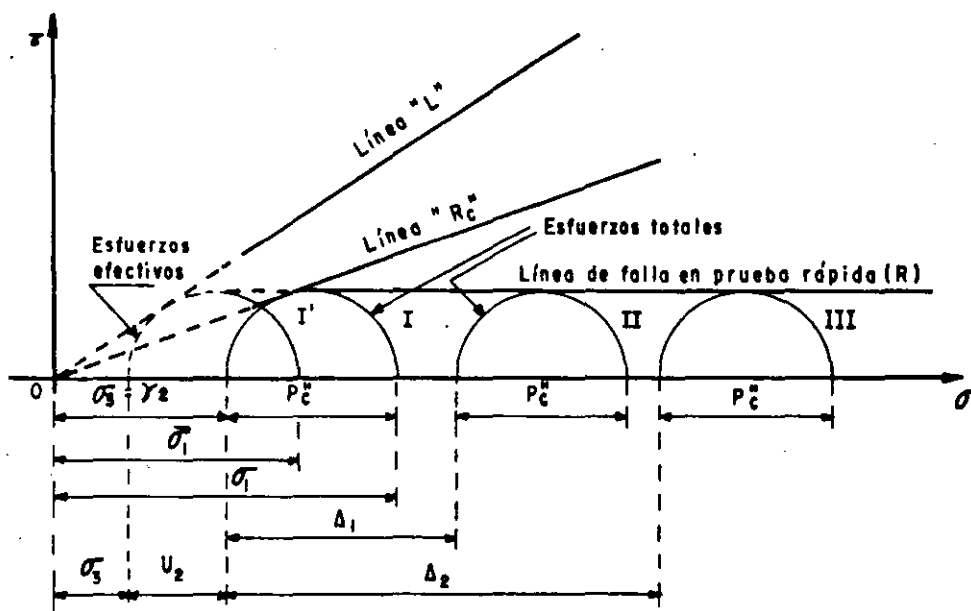


Figura 61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

tago de la cámara, y al final de ella se habrá desarrollado en el agua una presión neutral adicional, u_2 .

Al sumar las dos etapas se tiene una presión neutral total $u = u_1 + u_2$. Los esfuerzos efectivos serán los totales menos dicho valor de u .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma^z + \Delta) - \sigma_1 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma^z -$$

$$u_2 + p_c''$$

Es de importancia hacer notar que, como se dijo, el valor de los esfuerzos efectivos resulta ser independiente de Δ , de manera que todos los círculos de esfuerzos totales, obtenidos mediante una serie de pruebas con esfuerzos totales crecientes, tienen un solo y mismo círculo de esfuerzos efectivos correspondientes, por lo que todos los círculos de esfuerzos totales deben ser iguales entre sí y la envolvente de resistencia de esfuerzos totales debe ser una línea horizontal, tal como ya se había establecido. En la Fig. 61 se muestra tal envolvente de resistencia, relacionándola con las correspondientes a prueba lenta y rápida consolidada.

Puede verse que la ordenada al origen de la línea de falla se asemeja mucho a la resistencia del esfuerzo cortante del suelo en su condición original, consolidado bajo la carga de suelo suprayacente. Esta ordenada en el origen se denomina la cohesión del suelo, llamándose suelo puramente cohesivo al que

en un problema dado le sea aplicable una envolvente de resistencia horizontal. Cuando le sean aplicables las condiciones de la prueba rápida (sin drenaje y sin consolidación) la resistencia de dicho suelo será simplemente

$$s = c$$

y el ángulo de fricción aparente resulta ser cero en este caso. Este ángulo - tampoco es más que un parámetro de cálculo, que se usará cuando se trabaje con el método de los esfuerzos totales en un problema práctico en que las condiciones de la prueba rápida sean representativas de aquella a que realmente estará sometido el suelo. Sin embargo, en la prueba real el ángulo de falla de la muestra no es de 45° como lo sería si el ángulo de fricción aparente fuese el realmente representativo de la resistencia friccional de la muestra (éste es naturalmente ϕ , ligado a los esfuerzos efectivos actuantes, que puede medirse en una prueba lenta o en una rápida consolidada con determinación de la presión neutral).

La resistencia no drenada representa la resistencia que tiene un suelo natural. Puesto que la mayor parte de las construcciones se llevan a efecto con mucha rapidez en comparación a los tiempos que necesita la arcilla para consolidarse, la resistencia sin drenaje debe usarse en la mayoría de los problemas de diseño. Aun en aquellos casos en que la construcción es tan lenta que durante ella ocurren aumentos significativos de la resistencia no drenada para obtener datos de proyecto, por representar un valor mínimo y, por ende, conservador. Cuando se piense en la utilización de la resistencia no drenada para obtención de valores de proyecto, han de vigilarse aquellos casos en que los esfuerzos finales aplicados al suelo puedan ser menores que la carga inicial que éste soportaba; tal es frecuentemente la situación en excavaciones y en problemas de estabilidad de taludes. En dichos casos, para condiciones de proyecto a corto plazo, cuando el suelo no tiene tiempo suficiente para expandirse, pueden ser aplicables las condiciones de resistencia sin drenaje; pero a -

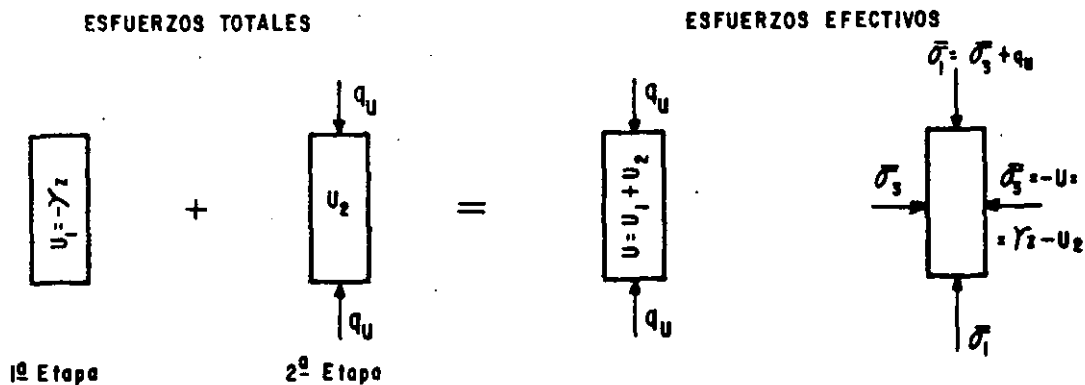


Figura 62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

largo plazo el suelo se debilita y el uso de la prueba rápida puede quedar fuera de la seguridad.

La resistencia no drenada depende del esfuerzo inicial a que estaba sometido el suelo en su lugar natural, de su carga de preconsolidación y de la envolvente de falla de Mohr correspondiente a condiciones con drenaje. En suelos compresibles, la presión que soportaba el suelo en su lugar natural se relaciona con la relación de vacíos por la curva de compresibilidad. Como resultado de lo anterior, la resistencia no drenada de una arcilla saturada aumenta cuando disminuyen la relación de vacíos y/o el contenido de agua. En suelos normalmente consolidados una gráfica de relación de vacíos o el contenido de agua contra la resistencia no drenada es aproximadamente una línea recta.

4. Prueba de compresión simple.

Según ya se dijo, esta prueba se realiza aplicando un esfuerzo axial a un espécimen, sin la etapa previa de presión hidrostática. Prácticamente sólo existe la etapa de carga, que conduce el suelo a la falla; sin embargo, en vías de simplificación, podría considerarse como primera etapa el estado inicial de la muestra, sin esfuerzos exteriores. En esta primera etapa (Fig. 62) los esfuerzos totales son nulos y el agua adquiere la tensión de preconsolidación (γ_z) que el suelo tuviere en la naturaleza; esta tensión del agua comunica a la estructura sólida los esfuerzos efectivos necesarios para que la muestra mantenga su volumen.

En la segunda etapa es llevada a la falla con la aplicación del esfuerzo axial (q_u), que mide su resistencia en este tipo de prueba, originando a la vez una presión neutral adicional u_2 . Los esfuerzos efectivos que aparecen al final de la prueba, en el instante de la falla, se muestran en la misma Fig. 62 y valen

$$\bar{\sigma}_3 = 0 - u - (u_1 + u_2) = -(-\gamma_z + u_2) = \gamma_z - u_2$$

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 + q_u = \gamma_z - u_2 + q_u$$

Nótese que el esfuerzo principal menor efectivo es teóricamente el mismo que se tuvo en la prueba triaxial rápida.

Por ello, lógicamente debe esperarse que el esfuerzo desviador máximo necesario para hacer fallar la muestra en la prueba aquí tratada (q_u), denominando resistencia del suelo a la compresión simple, sea el mismo p_c de prueba rápida. Sin embargo, la prueba de compresión simple no es una triaxial rápida; el método de prueba es fundamentalmente distinto y en ningún caso es lícito usar los datos de esa prueba para completar envolventes obtenidas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerársele como igual.

En la figura 63 aparecen los círculos de esfuerzos totales (I) y efectivos (I') correspondientes al instante de falla incipiente en este tipo de prueba y su posición relativa a la línea de resistencia en pruebas triaxiales. Debe notarse que la figura se dibuja con la suposición de que la carga de preconsolidación del suelo es γ_z .

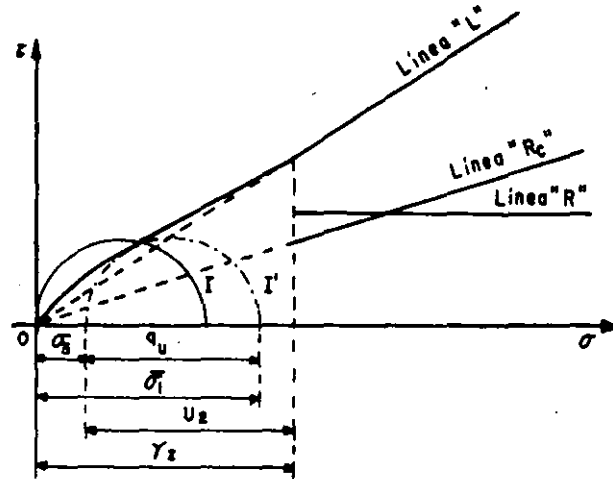


Figura 63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

La resistencia del suelo a la compresión simple se ha usado como medida de la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo a la deformación, comparando en un mismo suelo el de q_u en los estados inalterado y remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_f = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$

B Suelos no saturados

Básicamente, la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no saturados envuelve los mismos conceptos que la de los suelos saturados; pero existen entre ambos casos algunas diferencias muy significativas. En los suelos no saturados los poros contienen agua sólo parcialmente y en ellos existe aire en una proporción acorde con el grado de saturación; la gran diferencia de comportamiento mecánico entre amboa fluidos impone características de comportamiento muy complejas al conjunto. Desde luego, dentro de la actual manera de concebir la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sigue siendo cierto que es el esfuerzo efectivo el que controla la componente friccional de dicha resistencia. Los esfuerzos cortantes son tomados sólo por las partículas sólidas del suelo no saturado (esqueleto), excepto a niveles de deformación muy altos; en cambio el esfuerzo normal total en cualquier plano se descompone en general en dos partes, una correspondiente al esfuerzo efectivo transmitido en el esqueleto mineral y otra neutralizada por la presión del fluido en los poros del suelo. Pero ahora la presión neutral es una combinación muy complicada de presión y tensión capilar en el agua y de presión en el aire, que depende del gra

do de saturación y del tamaño de los poros del suelo.

Si hay un solo fluido en los poros, sea aire o agua, el esfuerzo normal efectivo medido por la ecuación ya establecida es:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

donde $\bar{\sigma}$ es el esfuerzo efectivo, σ el total y u la presión neutral. En los suelos parcialmente saturados suele haber dos fluidos en los poros, los cuales pueden estar en equilibrio a presiones que difieren considerablemente en uno y otro a causa de la tensión superficial. Bishop ha propuesto para representar al esfuerzo efectivo en este caso una expresión del tipo

$$\bar{\sigma} = \sigma - u_a + \lambda (u_a - u_w)$$

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro λ vale uno para suelos saturados y cero para suelos secos; sus valores intermedios dependen sobre todo del grado de saturación, pero están influidos también por otros factores tales como la estructura del suelo, los ciclos de humedecimiento y secado a que éste esté expuesto y los cambios de esfuerzos que se tengan para un valor particular del grado de saturación. Los valores de u_a y u_w que se tienen cuando se somete al suelo a cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin y por Skemton. Según estos autores, al aplicar a un suelo parcialmente saturado un incremento tanto en la presión del agua, como en la del aire, de acuerdo con las relaciones.

$$\Delta u_a = B_a \Delta \sigma_3$$

$$\Delta u_w = B_w \Delta \sigma_3$$

Las expresiones anteriores sirven para definir los coeficientes de presión neutral B_a y B_w .

Cabe un enfoque similar para expresar el aumento de la presión en el agua y en el aire al aplicar un incremento al esfuerzo desviador que se ejerce sobre una muestra de suelo; ahora

$$\Delta u_a = A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

$$\Delta u_w = A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$$

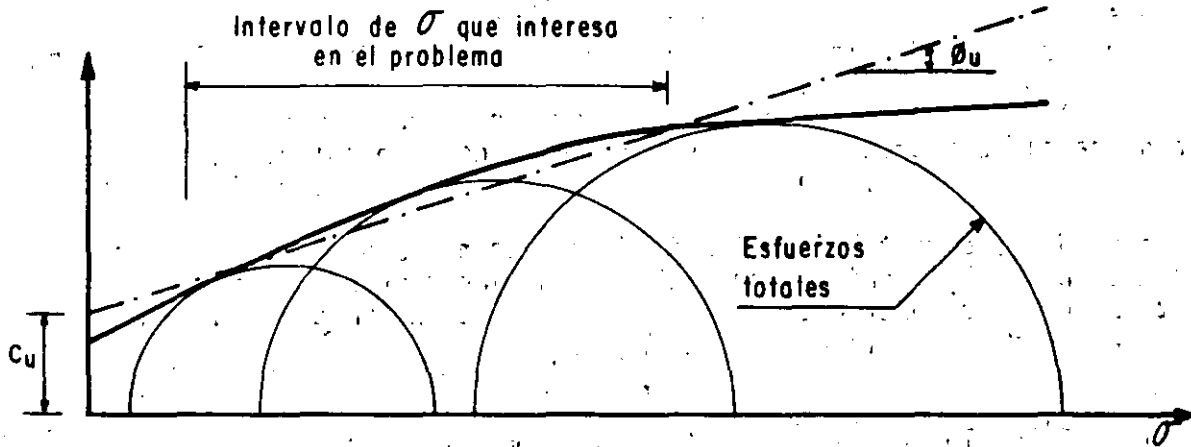


Figura 64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

Valores típicos de A_w en la falla han sido reportados por Bishop y Henkel quedando comprendidos entre -0.28 y $+0.27$ para muestras de suelos compactados parcialmente saturados.

En pruebas triaxiales sin drenaje en suelos parcialmente saturados, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con la presión normal exterior, pues la compresión del aire permite el desarrollo de esfuerzo efectivo; sin embargo, el aumento de resistencia se hace cada vez menor, por el efecto de disolución del aire en el agua de los poros, que se hace más fácil según aumenta la presión en el propio aire. Cuando los niveles de esfuerzo son suficientemente altos, la baja compresibilidad del conjunto agua-aire disuelto y la disminución del volumen de vacíos por deformación se concitan para producir en el espécimen un comportamiento similar al de los suelos saturados, con un ángulo ϕ en la envolvente de falla que tiende a ser cero. La envolvente de esfuerzos totales no es pues una recta, sino una curva que tiende a la horizontal. Los parámetros de resistencia c y ϕ sólo pueden definirse si se aproxima a una recta aquel tramo de la curva que comprenda al intervalo de esfuerzos normales que rijan en el problema particular de que se trate. Si se ha de resolver un problema con el criterio de esfuerzos totales, y ese es el caso más común en suelos no saturados, es de la mayor importancia reproducir en la prueba de laboratorio condiciones lo más representativas que sea posible de las de campo. En la figura 64 se muestra una envolvente típica de suelos no saturados en pruebas triaxiales sin drenaje.

No es posible realizar pruebas con drenaje en suelos parcialmente saturados, con el mismo sentido e interpretación que las pruebas lentas normales (es decir, pruebas en que la presión neutral sea nula en toda etapa significativa), pues ello implicaría destruir las tensiones capilares y para lograr tal fin es preciso saturar la muestra. Si se desea trabajar con esfuerzos efectivos, para obtener la envolvente correspondiente lo que se hace es saturar la muestra y suponer que tal proceso no produce cambios significativos en el valor de ϕ ; este criterio resulta conservador en los análisis prácticos, pues la resistencia suele disminuir con la saturación.

Considérese, por ejemplo, un edificio que vaya a ser construido sobre un terreno arcilloso franco. Según progresa el proceso de consolidación inducido por el edificio, la resistencia del suelo aumenta. La condición crítica corresponderá entonces a las etapas iniciales de la vida de la obra. Por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación serán lentos y, comparativamente, el tiempo de construcción de la estructura despreciable. Por ello, el momento crítico será cuando la carga del edificio se complete. En este caso es obvio que una prueba en que el esfuerzo desviador se aplique rápidamente representa las condiciones de campo; la prueba rápida satisface esa condición.

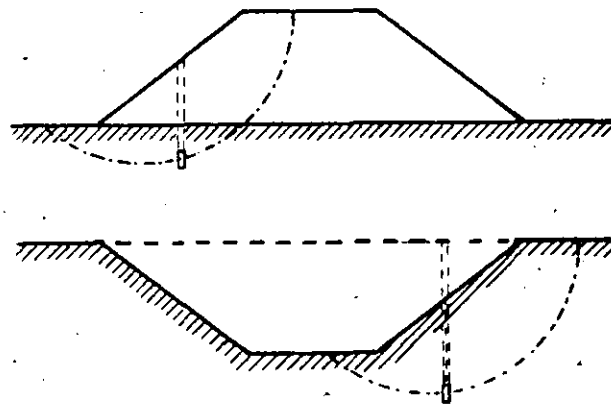


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

Por el contrario, si el edificio fuese a ser construido sobre una arcilla igual a la anterior, pero con abundantes intercalaciones de arena que proporcionen drenaje rápido y eficiente; puede pensarse que el suelo se consolida al unísono con el progreso de la construcción de la estructura, por lo cual la prueba lenta sería ahora la adecuada para la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante. Si la estructura que se desea construir es un terraplén (Fig. 66), por ejemplo para un camino o un bordo de protección, y se requiere investigar las condiciones del terreno que lo ha de soportar, debe tenerse en cuenta que el peso del terraplén incluirá un proceso de consolidación en el suelo, si éste es arcilloso y, por tanto, su resistencia al esfuerzo cortante tenderá a aumentar con el tiempo. Si el terraplén se construye rápidamente y el terreno arcilloso tiene drenaje difícil, el instante más crítico será el inicial de la vida de la obra, antes de que se produzca la consolidación del suelo y, por ello, lo que se dijo para el caso análogo del edificio conservará su validez. Si el suelo se consolida tan aprisa como avanza la construcción de la obra, la prueba lenta sería la correcta para la obtención de los datos de proyecto.

Las cosas variarán radicalmente si en el mismo suelo se desea hacer una excavación, por ejemplo para la cimentación de una estructura. En ese caso, sobre todo si las condiciones del suelo facilitan el fenómeno, se inducirán expansiones en la masa del suelo por la descarga efectuada y, por ello, la resis-

tencia al esfuerzo cortante tenderá a disminuir con el tiempo. Ahora la condición crítica del suelo estará en los momentos finales del proceso de expansión, que corresponderán a etapas avanzadas de la vida de la obra. La prueba lenta o la rápida-consolidada serían obviamente las recomendables para la representación de esta situación.

Una vez seleccionado el tipo o tipos de pruebas triaxiales de las que han de obtenerse los datos de resistencia del suelo para proyecto, lo que se hace hoy en la gran mayoría de los laboratorios es realizar varias pruebas de tipo escogido, obteniendo el círculo de Mohr de falla en cada una y trazar a ojo la recta (en el tramo normalmente consolidado) envolvente de esos círculos. En el tramo preconsolidado las envolventes se trazan a mano siguiendo las formas ya discutidas en este trabajo y siendo tangentes a los círculos. Una vez obtenida así la envolvente aproximada del suelo en ese tipo de prueba, es costumbre seleccionar dentro de ella el tramo que corresponde al intervalo de presiones en el que se vaya a mantener al suelo en la obra particular de que se trate y trazar, de ser factible, una recta que represente con suficiente precisión a la envolvente en el tramo. Esta recta, sobre todo en suelos preconsolidados o no saturados, seguramente no pasará por el origen de coordenadas, y su ecuación matemática será de la forma

$$s = a + \sigma \tan x$$

con a y x como parámetros definidores de la resistencia del suelo en la prueba particular efectuada y dentro del intervalo de presiones considerado (a es la ordenada en el origen y x el ángulo de inclinación respecto a la horizontal de la recta en cuestión). Nótese que la ecuación anterior es de la misma forma que la Ley Clásica de Coulomb. Sin embargo, resulta ya inútil discutir las diferencias esenciales de concepto de interpretación entre ambas; a y x ya no tienen un sentido físico característico como propiedades inherentes al suelo, sino que solamente son elementos de cálculo. Por la fuerza de la tradición histórica y la simple costumbre, algunos autores han llamado a " a " la "cohesión aparente del suelo" en las condiciones de su obtención y a " x " el "ángulo de fricción aparente". Incluso es usual en las obras sobre la materia seguir usando los símbolos c y ϕ para los parámetros de resistencia, pero naturalmente sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de este trabajo. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

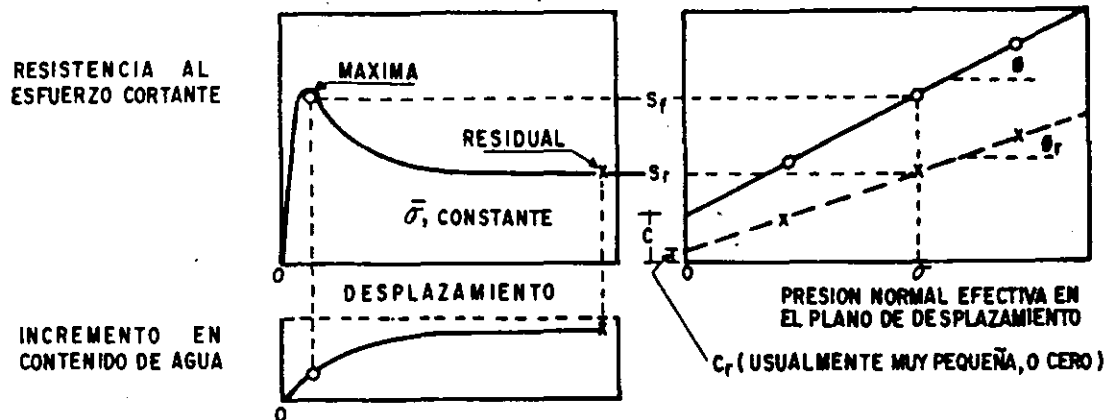


Figura 67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

D Resistencias máxima y residual de las arcillas.

Considérese una arcilla preconsolidada sometida a una prueba de corte simple o prueba directa en la cual se permita en todo momento drenaje libre (características correspondientes a una prueba lenta); supóngase también que se trata de una prueba de deformación controlada, con velocidad suficientemente lenta para que se disipen las presiones de poro y en la que se midan los esfuerzos necesarios para producir las deformaciones que se provocan. Conforme el desplazamiento aumenta y la muestra de arcilla preconsolidada se deforma angularmente, aumenta la carga tangencial y, por tanto, el esfuerzo cortante, pero para una presión normal efectiva dada y aplicada a la muestra existe un límite definido para el esfuerzo cortante que la muestra puede resistir; a este límite, que hasta ahora se ha venido manejando en este trabajo con el nombre de resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla, se le llamará ahora resistencia máxima. Si la prueba continúa, provocando mayores desplazamientos angulares, disminuye la fuerza tangencial aplicada (y el esfuerzo cortante actuante). En la práctica, la prueba se suspende una vez que la resistencia máxima ha quedado bien definida; sin embargo, si la prueba continúa, se observa que, según el desplazamiento crece, la resistencia de la arcilla disminuye; pero esta disminución también tiene un límite, el cual, una vez alcanzado, se conserva, aun cuando el desplazamiento angular crezca a valores grandes, del orden de varios centímetros a la escala de la prueba, y existe evidencia de campo de que en la arcilla esta resistencia se conserva para desplazamientos del orden de metros. Si de esta manera se realizan diferentes pruebas, usando en cada una distinta presión normal efectiva, se obtendrán resultados similares a los antes descritos, aunque naturalmente sean distintos en cada caso los valores finales de la resistencia exhibida por la arcilla. A esta resistencia final, más allá de la máxima, se le llama resistencia residual. En la parte (a) de la figura 67 se muestra la relación esfuerzo cortante-desplazamiento, tal como es

usual obtenerla en una prueba como la descrita. Ahí puede verse también el -- cambio en contenido de agua sufrido por el espécimen durante la prueba.

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de fa - lla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de $\bar{\sigma}$ - fuerzas normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias má - ximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas en - volventes resultan prácticamente líneas rectas, pudiéndose por ello escribir - para la resistencia máxima

$$s_f = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

y para la resistencia residual:

$$s_r = c_r + \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

Los resultados de las pruebas que se han realizado han demostrado que in - variabelmente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. Por tanto, - para el uso de la resistencia residual puede escribirse

$$s_r = \bar{\sigma} \tan \phi_r$$

También se ha observado que ϕ_r es menor que el ángulo ϕ . En algunas arcil - llas esa diferencia es de sólo 1 ó 2 grados, pero se han registrado arcillas - en que esa diferencia ha llegado a ser de 10°.

Las razones para explicar las diferencias anteriores, siguiendo a Skemp - ton, podrán ser las siguientes: primeramente se ha constatado que en arcillas fuertemente preconsolidadas hay expansiones cuando se deforman bajo esfuerzo - cortante, sobre todo después de sobrepasar su resistencia máxima; por tanto, - una parte de la disminución de resistencia puede achacarse al incremento de - contenido de agua que se produce como consecuencia. En segundo lugar actúa el desarrollo de franjas delgadas dentro de la masa general de la arcilla, en las que las partículas de forma laminar se orientan en la dirección del despla - zamiento, y es razonable suponer que la resistencia de un conjunto de tales par - tículas orientadas al azar sea mayor que cuando se encuentran paralelamente - acomodadas.

Independientemente de las razones que puedan aducirse para explicar la - disminución de resistencia de las arcillas cuando se sobrepasa su resistencia

máxima, hay evidencia de tal disminución, especialmente cuando las arcillas -- son preconsolidadas. Entonces, si por cualquier razón se sobrepasa la resistencia máxima en un punto cualquiera de la masa de arcilla, la resistencia en dicho punto descenderá; esto conduce a una redistribución de esfuerzos, como consecuencia de la cual se sobrecargan las zonas vecinas, con lo que es posible que la resistencia máxima se sobrepase en otros puntos próximos. Así se concibe la iniciación de una falla progresiva y, en el límite, la resistencia a lo largo de toda una superficie de falla decrecerá al valor de la resistencia residual. Sin embargo, son tan grandes los desplazamientos necesarios para que la resistencia residual llegue a desarrollarse, que esta condición sólo debe considerarse para fines de proyecto o cálculo, en general, cuando la arcilla haya sufrido deslizamiento sobre una superficie de falla existente de antiguo o cuando exista en ella un estado de creep más o menos generalizado.

Skempton señala también que la presencia de gran número de pequeñas fisuras, grietecillas y otros accidentes similares en la masa de arcilla, constituye otro caso en que la resistencia residual debe considerarse como la de proyecto para un análisis más realista.

No existe una prueba estándar para determinar en los laboratorios la resistencia residual de las arcillas. Tras producir al espécimen un desplazamiento del orden de un centímetro en un cierto sentido, se regresó a la parte deslizante a su posición original, produciendo de nuevo el mismo desplazamiento y continuando así la prueba hasta que la resistencia de la arcilla llegó a un valor final constante, que se consideró la resistencia residual. El inconveniente de la prueba fueron los seis días que duró, pues se realizó permitiendo en todo momento la disipación de presiones de poro. El propio Skempton comenta que esta técnica no es perfecta, y sugiere que una mejor prueba sería aquella que produjese un desplazamiento continuo en un solo sentido, sin regresar; indica también que los aparatos de resistencia al corte anulares pudieran resultar apropiados. Otros autores han sugerido la conveniencia de usar pruebas de torsión.

La disminución de resistencia del valor de la resistencia máxima al valor de la resistencia residual no sólo ocurre en las arcillas preconsolidadas, sino también en las arcillas normalmente consolidadas, aunque en este último caso la diferencia entre ambas resistencias es de menor cuantía. En el caso de las arcillas normalmente consolidadas la disminución en el ángulo de fricción interna se atribuye principalmente al efecto de orientación de las partículas, cuando el desplazamiento ha sido importante a lo largo de una superficie de falla. Los resultados hasta ahora disponibles parecen indicar que la resistencia residual de una arcilla, bajo un cierto esfuerzo normal efectivo, es la misma, independientemente de si la arcilla es preconsolidada o normalmente consolidada; en otras palabras, que ϕ_r es constante para una cierta arcilla, independientemente de su historia de consolidación. Sin embargo, se ha visto que ϕ_r depende de la naturaleza de las partículas minerales. El valor de ϕ_r tiende a disminuir cuando aumenta el porcentaje de partículas menores que dos micras. Skempton reporta valores de ϕ_r del orden de 10% cuando el porcentaje en peso de partículas menores que dos micras está comprendido entre 60% y 80%.

Lo importante desde el punto de vista práctico es definir con qué resistencia se revisará la estabilidad de un talud dado, por citar la estructura de tierra a la cual Skempton ha aplicado principalmente sus ideas sobre la resistencia residual. Para ello define el concepto Factor Residual R, por medio de la expresión

$$R = \frac{s_f - \bar{s}}{s_f - s_r}$$

donde

s_f = resistencia máxima de la arcilla.

s_r = resistencia residual de la misma.

\bar{s} = esfuerzo cortante promedio actuante en la superficie de falla bajo estudio.

Skempton analizó la estabilidad de diversos taludes fallados y para ellos encontró el esfuerzo normal efectivo promedio y la resistencia al esfuerzo cortante promedio en la superficie de la falla. Como se trató de fallas reales, \bar{s} puede simplemente obtenerse de la consideración de que el factor de seguridad sea igual a la unidad. Posteriormente comparó esta \bar{s} con las resistencias máxima y residual de la arcilla, correspondientes al esfuerzo normal efectivo que existía en la superficie de falla; en esta forma pudo calcular el factor residual para cada caso analizado. Si para un caso dado la resistencia con que falló el talud es la máxima, se tiene $R = 0$ y si aquella es igual a la residual, R será igual a 1.

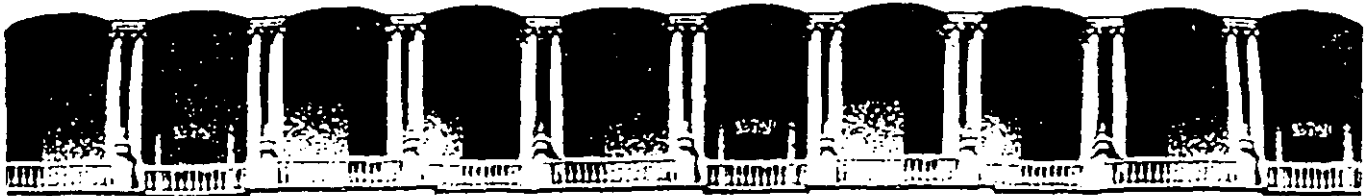
Otra interpretación alternativa para el factor residual se obtiene escribiendo la expresión anterior como

$$\bar{s} = R s_r + (1 - R) s_f$$

En esta expresión puede interpretarse a R como un número que indica la parte de la superficie de falla total a lo largo de la cual la resistencia se ha reducido a su valor residual.

El objetivo de Skempton fue relacionar en lo posible el valor de R con el tipo de arcilla que forma el talud. Si la resistencia puede llegar a la resistencia residual, recomienda el uso de esta última en los análisis prácticos.

En arcillas sin fisuras y grietas, encuentra que es muy pequeña y despreciable la disminución de resistencia en la falla respecto a la máxima, por lo que en estos casos se podría usar en general dicha resistencia máxima; considere también que los terraplenes de arcilla compactada pueden calcularse considerando la resistencia máxima. Finalmente, si ha ocurrido una falla, cualquier movimiento posterior sobre la superficie de falla formada ocurrirá actuando la resistencia residual, independientemente de la arcilla que se tenga.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

2. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

ING. RUBEN REYES REYES

AGOSTO - 1992

MATERIALES PÉTREOS PARA PAVIMENTACION Y SUS TRATAMIENTOS

I-3 INTRODUCCION

Los materiales pétreos que se emplean en la construcción de pavimentos constituyen uno de los aspectos principales para que estas estructuras proporcionen con eficiencia el servicio y duración que se espera de ellas, dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

Aunque la buena estructuración de los pavimentos guarda también estrecha relación con otros factores no menos importantes, tales como el empleo de ligantes asfálticos o hidráulicos, los procedimientos de construcción que se apliquen, etc., la consecución con éxito del objetivo citado al final del párrafo anterior, depende en buena parte de que los materiales pétreos utilizados se seleccionen y procesen siempre, en forma congruente con el uso a que se les destine, a fin de lograr en ellos, al menor costo posible, la calidad que se requiera en cada caso para resistir adecuadamente los efectos impuestos por el tránsito y el medio ambiente.

En el presente trabajo se tratan los diversos aspectos que deben tomarse en cuenta para la localización y estudio de los bancos de material pétreo, se dan a conocer los tipos más comunes de éstos y las ideas generales para la formulación del inventario de bancos, así como su utilidad y aplicación.

También se dan recomendaciones sobre la utilización de los diferentes tipos de materiales pétreos en las capas que integran los pavimentos y los conceptos que es necesario considerar para definir el tratamiento más adecuado de estos materiales, incluyéndose asimismo los procedimientos y equipos que se requieren a este respecto.

Finalmente, se hacen algunos comentarios sobre el empleo de materiales pétreos de tipo especial que han dado buenos resultados en nuestro País, mediante la aplicación de técnicas apropiadas.

I-2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

A Generalidades sobre localización de bancos de materiales

Con objeto de llevar a cabo los trabajos preliminares para la localización de bancos de materiales, es necesario contar con un plano de la región por explorar, de preferencia que este plano sea fotográfico y de ser posible fotointerpretado; en el caso de no poder contarse con estos datos se necesitará un plano en el que se tengan ubicados los ríos existentes, los accidentes topográficos importantes, las poblaciones con sus vías de acceso, la existencia de minas o canteras en explotación o que hayan sido explotadas, etc. Además, deberá recabarse con los habitantes de la región, información sobre la obtención de los materiales de construcción empleados en la zona por explorar y vaciarla en el plano, en el cual también se deberá señalar el desarrollo del camino por pavimentar o la ubicación de la obra de que se trate.

Una vez que se cuente con un plano como el indicado anteriormente se procederá a efectuar la exploración de la región, para lo cual, si no se está familiarizado con ella, es conveniente hacerse acompañar por una persona conocedora de la zona; los recorridos de exploración se podrán efectuar en helicóptero, vehículo automotor (en ocasiones será necesario de doble tracción), lancha, caballo o a pie, según sea necesario; durante los recorridos se corregirá y

cular, ejidal, nacional; etc.

Respecto al terreno también es conveniente informar si está cultivado, tipo de cultivo, si hay edificaciones o instalaciones próximas que se pudieran afectar durante la explotación, etc.

Sobre el banco se indicará si está en producción y en caso de ser así se señalará quien lo explota, tipo del material producido, destino, producción promedio diario, capacidad de producción, precio del material procesado, etc.

Si la necesidad del banco no es todo el año, se indicará cual es la época en que es accesible.

De la información más reciente que se tenga de las características físicas representativas del material que forma el banco, se podrá tomar en cuenta un número de ensayos que sea congruente con las particularidades del banco y defina las características del material; en caso necesario se complementará dicha información con nuevas determinaciones de calidad, las indispensables para asegurar que el volumen registrado es factible de aprovechar.

De cada banco se hará un croquis en el que se muestre la zona de material aprovechable, se indique el espesor promedio del material de despálme, el espesor del estrato del material aprovechable, el volumen aproximado de este último material, la localización del banco con respecto a la carretera u obra de que se trate, así como algunas fotografías que den idea de las características sobresalientes del mismo. Toda la anterior información se obtendrá para cada uno de los bancos del inventario y deberá estar contenida en un folder en el archivo de estudio de bancos, a fin de poder consultar, complementar o aumentar la referida información.

Como resultado de toda la información obtenida se formulará el inventario de bancos de materiales, el cual para fines prácticos deberá contener los datos siguientes:

Carretera, tramo u obra de que se trate, laboratorio que ejecutó el estudio, fecha del último estudio, número del banco, nombre del banco y su ubicación, tipo de material, usos probables, volumen disponible, espesor de despálme, tratamiento y características físicas principales del material (tanto en su estado natural como ya tratado, indicando el proceso a que fue sometido el material), tales como: tamaño máximo, porcentaje de desperdicio según sea el destino del material (en malla de 2", 3/4", etc.), zona granulométrica, valor relativo de soporte estándar (%), límite líquido (%), contracción lineal (%), expansión (%), equivalente de arena (%), desgaste (%), afinidad con productos asfálticos, etc.

Finalmente, deberán complementarse los datos anteriores con un plano general en que se ubiquen los diferentes bancos de materiales disponibles en la región, carretera, tramo o zona correspondiente a una o varias obras, y donde también se señalen en forma resumida para cada banco de material, su número y nombre, tipo de material, tratamiento recomendable y uso probable.

c) Utilidad y aplicación.

Los inventarios de bancos de materiales tienen una utilidad manifiesta, ya que esta información se puede aprovechar en el momento que se necesite, como puede ser el caso de reconstrucción de caminos u obras, en ampliaciones, en obras nuevas, en conservación, con lo cual no se tendrán demoras en el inicio de los trabajos por falta de bancos de materiales.

Debido a que los referidos inventarios se llevarán a cabo en toda la República, en cualquier parte que se tenga la obra se podrá tener información de los bancos existentes, tipo de materiales, tratamientos, etc., y en el caso de

que la obra se encuentre en una región o zona donde se tengan antecedentes de bancos, los estudios correspondientes se circunscribirán únicamente a esa región, con lo cual también se ahorrará tiempo en su localización.

Se considera conveniente que para una mayor utilidad de los ya referidos inventarios, se estén actualizando continuamente, con lo cual se tendrá información reciente de los bancos en explotación, los agotados, los nuevos, así como cualquier otra inoformación que hubiera cambiado durante el lapso mencionado.

I-2 UTILIZACION DE MATERIALES PETREOS EN DIFERENTES ELEMENTOS DEL PAVIMENTO.

a) Materiales de uso probable en sub-bases y bases hidráulicas.

Probablemente los materiales que más uso tienen en sub-bases y bases hidráulicas son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales generalmente deben ser sometidas a trituración parcial y cribado, y en mayor parte de los casos es necesario mezclarlas con otro material que posea ciertas características, para que complementen su granulometría, mejoren su cementación, abatan su plasticidad, etc.; estos materiales se prefieren a otros, debido a lo económico que resultan tanto en su extracción, como en su tratamiento.

Otro de los materiales que frecuentemente se emplean son los conglomerados, y aunque su uso más común es en sub-bases, también se emplean en bases; en ambos casos después de su trituración parcial y cribado, lo más usual es que se les agregue un material fino inerte, para reducir principalmente sus características plásticas. Los conglomerados también son de uso probable y para su empleo, en general se someten a trituración parcial y cribado, mejorándose sus características en caso de ser necesario, con algún otro material en la forma señalada para las gravas arenas de río.

La arenisca es otro de los materiales que generalmente se emplean en sub-bases, dichos materiales normalmente sólo se someten a tratamiento de disgregado o trituración parcial; también se emplean como materiales de mejoramiento en los de base (15 a 25%), los cuales comúnmente son materiales triturados total o parcialmente cribados.

Principalmente en las sub-bases se emplean algunos tipos de rocas alteradas, las que en la mayoría de las ocasiones se les da tratamiento de disgregado o trituración parcial, dependiendo éste de su grado de alteración. En ocasiones se utilizan en un porcentaje reducido (de 15 a 30%), como materiales de mejoramiento en las mismas sub-bases y/o bases. Cuando se encuentran muy alteradas se han empleado en la construcción de la capa subrasante.

Los materiales sometidos a trituración total y cribado, como las rocas procedentes de mantos, depósitos, pepena, etc., se emplean principalmente en bases hidráulicas, pero en ocasiones, debido a la escasez de otros materiales más económicos como las gravas-arenas, los conglomerados, etc., se emplean también en sub-bases; en ambos casos dichos materiales se usan solos cuando cumplen con los requisitos especificados, como sucede con las calizas, pero en ocasiones es necesario incorporarles algún otro material, con ciertas características que complementen o mejoren las que tiene el material triturado como es el caso por ejemplo del basalto.

Los tipos de materiales antes señalados, son los que se emplean con mayor frecuencia, pero también se usan otros materiales de tipo especial, los cuales se tratan por separado en el inciso I-5.

b) Materiales de uso probable en bases estabilizadas.

Cuando por razones generales de índole económica se requiere emplear, en bases de pavimentos, materiales de la localidad que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para estos fines, se recurre a tratar dichos materiales adicionándoles algún producto elaborado para modificar sus propiedades originales, haciendo que alcancen los valores establecidos respecto a las normas vigentes.

Generalmente los materiales de uso probable en bases estabilizadas pueden ser los mismos que los de sub-bases o bases hidráulicas, cuando dichos materiales no cumplen con las especificaciones de calidad correspondientes; en este caso se procede a la estabilización, lo cual puede ser a base de productos asfálticos, cemento Portland, mezclas de cemento Portland y puzolana, cal hidratada, mezclas de cal hidratada y puzolana, y mezclas de cal hidratada y cemento Portland.

Los materiales empleados en estabilizaciones deberán llenar los requisitos que se indican en las Especificaciones Generales de Construcción en los incisos 91-03.3, 91-03.4 y 91-03.5. Asimismo deberán cumplir con lo indicado en dichos incisos una vez que hayan sido estabilizados.

1. Bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada y/o puzolanas.

En las estabilizaciones con cemento hidráulico y/o cal hidratada y/o puzolanas, los casos más comunes los constituyen materiales que están excedidos de plasticidad y/o presentan bajo valor soporte, dentro de ciertos límites razonables. Mediante el empleo de pequeñas cantidades del producto estabilizante, que varían generalmente de 2 a 4% en peso del suelo seco, es posible neutralizar o reducir la actividad de la arcilla, por acciones físico-químicas, obteniéndose un descenso en el índice plástico y un aumento en la resistencia del suelo tratado. El empleo más efectivo de estos estabilizantes, se tiene para las gravas arcillosas, gravas cementadas, caliches, rocas alteradas y suelos similares.

Como un caso especial se cita el de los materiales que aún cumpliendo con las especificaciones correspondientes, conviene incrementar su calidad con el empleo de alguno de los estabilizantes antes señalados, por diversos requisitos de diseño; tal es el caso de los materiales utilizados en la base hidráulica del tramo El Toreo-Satélite de la autopista México-Querétaro, donde por el elevado volumen de tránsito previsto, se le adicionó al material triturado el 3% en peso de cemento Portland, con resultados satisfactorios.

2. Bases estabilizadas con asfalto.

Aunque las bases asfálticas resultan en general más caras que las bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada o puzolanas, su empleo se ha difundido mucho en nuestro país, debido sin duda a las ventajas que presentan respecto a las citadas en segundo término.

La función del asfalto en este caso, estriba fundamentalmente en aglomerar las partículas del suelo, proporcionando a éste suficiente cohesión y resistencia una vez compactado. Tratándose de materiales con cierto contenido de arcilla, la función del asfalto debe consistir además, en impermeabilizar las partículas de arcilla, para contrarrestar su actividad en presencia del agua. Por lo tanto, en cualquier caso donde el asfalto se utilice como producto estabilizante de un suelo, la condición primordial para su buen funcionamiento, es que quede uniformemente distribuido y dé lugar a la formación de una película que cubra y se adhiera firmemente a las partículas del suelo.

Por razones obvias, los materiales pétreos más indicados para la construcción de bases asfálticas, son las gravas arenosas, aglomerados, arenas limosas y arenas limpias, aunque también puede ser conveniente, por diversos requisitos de diseño, emplear material producto de la trituración de rocas. Por otra parte, no deben utilizarse materiales pétreos de baja sanidad, susceptibles de fraccionarse una vez cubiertos por el asfalto o bajo los efectos del tránsito, ni tampoco materiales con grumos o terrones que no puedan disgregarse antes de la incorporación del asfalto.

c) Materiales de uso probable en mezclas asfálticas y tratamientos superficiales.

Los materiales que se emplean con más frecuencia en mezclas asfálticas son las gravas-arenas, los aglomerados, conglomerados, rocas de mantos de depósitos o de pepena, y algunos otros materiales que pueden considerarse como especiales.

En general, los materiales como las gravas-arenas, los aglomerados y conglomerados, para su empleo de mezclas asfálticas, es necesario someterlos a un tratamiento de trituración parcial y cribado, aunque con frecuencia, en el caso de los conglomerados y aglomerados, es necesario el lavado; las rocas procedentes de mantos, depósitos o pepena, se someten a trituración total y cribado, siendo también necesario en ciertos casos lavarlos, para eliminar las partículas arcillosas que se encuentren adheridas al pétreo. En algunas ocasiones, a los materiales señalados anteriormente, se les incorpora otro material pétreo, con objeto de mejorar algunas características físicas del material principal, como granulometría, plasticidad, etc., pues cualesquiera de los materiales pétreos que se pretendan emplear en mezclas asfálticas, es necesario que cumplan con las normas de calidad establecidas en las Especificaciones Generales de Construcción.

Para emplearse en tratamientos superficiales, generalmente se utilizan gravas y rocas de mantos, de depósito y de pepena y solamente en casos muy especiales, se llegan a emplear aglomerados o conglomerados cuando éstos se presentan limpios de arcilla y con una fuerte proporción de fragmentos triturables. En ocasiones es necesario someter a lavado a los materiales antes señalados, para eliminar las partículas arcillosas o bien, el polvo, el cual en este caso es muy perjudicial, pues dificulta la adherencia del asfalto con el pétreo, como sucede frecuentemente con materiales procedentes de mantos de rocaliza.

d) Materiales de uso probable en pavimentos de concreto hidráulico.

Los materiales que tienen mayores probabilidades de emplearse en pavimentos de concreto hidráulico son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales para su empleo generalmente se someten a tratamiento de cribado con el fin de eliminar los tamaños mayores al máximo que se necesita en la grava, y separar ésta de la arena.

En ocasiones debido a las características propias de la región no hay gravas-arenas, contándose solamente con boleos que tienen cantidades inapreciables de grava y arena, o con arenas con cantidades insignificantes de grava, por lo cual en estos casos, para la obtención de los agregados, se recurre a un tratamiento de trituración total o cribado, según sea el caso.

Las rocas sanas también pueden emplearse como materiales de pavimento de concreto hidráulico, sobre todo cuando hay escasez o no se cuenta con grava-arena de río; para el objeto, dichas rocas se deben someter a tratamiento de trituración total y cribado con el fin de obtener la grava y la arena, y en ocasiones, es necesario llegar hasta la molienda para producir el último material indicado.

a) Eliminación a mano del desperdicio.

En las etapas de revestimiento provisional y sub-bases, existen materiales de bancos, principalmente en playones de grava-arena, que en general cumplen con los requisitos señalados por las normas respectivas, en forma natural, presentando sólo desperdicios mayores de 3" (7.62 cm) o de 2" (5.08 cm) en un porcentaje del orden de 5 a 10, lo que permite su eliminación a un costo bastante económico mediante el empleo de gente. El procedimiento utilizado en este tratamiento consiste en las operaciones de despalle o limpieza del banco, extracción del material, la cual puede ser a base de tractor y cargador o equipo de draga si el nivel de agua freática es tal que no sea operable el cargador y después de llevar directamente el material mediante camiones al camino, acamellonamiento del mismo con motoconformadora para facilitar la pepena de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepena también se ejecuta durante el mezclado previo al tendido del material.

b) Disgregado de materiales.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscas cementadas, o rocas alteradas, los que se utilizan en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pata de cabra y/o hyster, jalados generalmente con tractor. Este tratamiento se combina con el procedimiento anterior de eliminar a base de pepena el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaños menores. Este procedimiento frecuentemente se aplica en construcciones de carreteras, donde el pavimento en operación se encuentra constituido por una base hidráulica y una carpeta de mezcla asfáltica, las que se escarifican procediéndose después a llevar a cabo un disgregado mediante el cual se rompen los pedazos de pavimento a un tamaño no mayor de dos pulgadas, utilizándose el equipo descrito, que se combina con motoconformador para facilitar la operación de pepena y darle uniformidad al material.

c) Cribado de materiales.

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquéllos poco o nada cohesivos, cuyo porcentaje de desperdicio, pueda fluctuar de un 5 a un 25 de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Dependiendo de la etapa de pavimentación y del tipo de material se efectúa la operación de cribado, la cual puede llevarse a cabo utilizando una criba de gravedad, que consiste en una instalación simple formada por una malla de abertura cuyo tamaño es la máxima medida aceptada para dicho material, 3" (7.62 cm) en revestimiento provisional, 2" (5.08 cm) para sub-base y 1 1/2" (3.81 cm) para base hidráulica, con una inclinación variable del orden de 30° y una tolva de entrada formada por tableros de madera. La operación consiste en la descarga en la tolva del material en greña procedente del banco, acarreado con camión de volteo y por gravedad, pasarlo a través de la criba para caer en un camión colocado ex-profeso, resbalando el material de mayor tamaño sobre la superficie de la criba, para depositarse fuera de la misma como desperdicio. Este tratamiento es el más simple y se emplea en materiales que presentan en general una buena granulometría en estado natural, como es el caso de algunos depósitos de grava-arena.

Cuando se requiere una buena dosificación o elección de materiales pétreos en diversos tamaños, operaciones que en general se combinan con el tratamiento de trituración, se utilizan cribas vibratorias. Estas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de mallas de alambre o de placas perforadas con orificios de diversas formas, montadas en un bastidor flotante apoyado en resortes. El efecto vibratorio se produce por medio de una flecha excéntrica o con contrapesos que giran a elevada velocidad accionados por un motor eléctrico, siendo el ritmo aproximadamente de 1,200 vibraciones por minuto.

La superficie de cribado está constituida por mallas de aberturas cuadradas, siendo las que más se emplean en la obra, para la obtención de materiales de pavimentación, las que se indican a continuación:

Denominación de la malla, milímetros	Referencia
76.0	3"
50.0	2"
37.5	1 1/2"
25.0	1"
19.0	3/4"
12.5	1/2"
9.5	3/8"
6.3	1/4"
4.75	No. 4
2.36	No. 8

La operación de cribado utilizando equipo de cribas vibratorias, generalmente se usa en combinación con equipos de trituración parcial o total como complemento, y existen cribas horizontales con doble mecanismo excéntrico y cribas inclinadas con excéntrico simple. Las inclinadas son más económicas pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación que las correspondientes horizontales, aun cuando en ambos tipos se logran producciones y eficiencias similares.

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superficie de cribado) son los de 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16' y 6' x 16', en sus variaciones de uno, dos o tres pisos.

Además de las cribas citadas, se emplean para cribar tamaños mayores, generalmente de más de 1" (25 mm), las cribas de rejillas vibratorias en las que un excéntrico provoca un ligero movimiento longitudinal a fin de que el material pase a través de las barras.

Las cribas rotatorias es otro tipo que se ha utilizado mucho para clasificar los diferentes tamaños de los materiales empleados en carpetas de riego. Este tipo de cribas está formado por una estructura de forma cilíndrica que gira sobre un eje de modo que el cribado del primer tambor en serie, pase al segundo y de éste al tercero, etc., obteniéndose los diferentes tamaños que se requieran.

El equipo de cribado puede complementarse con alimentadores, transportadores y tolvas, cuando no forma parte de una planta de trituración.

d) Trituración de materiales.

La trituración es en general el tratamiento al que se recurre para poder

obtener la transformación del material en greña o natural procedente de los bancos, a la sucesión de tamaños que se requieren para las diversas etapas de pavimentación. La transformación citada no es posible llevarla a cabo en una sola etapa, por lo que la conversión del material natural en agregados útiles se debe realizar en varios pasos, según el tipo de material y la etapa de pavimentación a que se destine.

Existen diversos equipos de trituración que se complementan con equipo suplementario. El equipo de trituración propiamente dicho, puede constar generalmente de uno, dos o tres pasos, según el material que se debe obtener, pudiendo ser de las siguientes características.

1. Trituradoras primarias, las cuales pueden ser de quijadas o giratorias.
2. Trituradoras secundarias que pueden ser de rodillos, de martillos o de impacto y de conos.
3. Trituradoras terciarias de rodillos, martillos o de impacto y de conos.
4. Trituradoras o molinos que pueden ser de barras y de bolas.

Entre el equipo complementario para los tratamientos de trituración se tienen:

1. Alimentadores de delantal, de plato o vibratorios.
2. Bandas transportadoras.
3. Cribas vibratorias que pueden ser horizontales o inclinadas, cribas de rejillas o cribas rotatorias.
4. Elevadores de cangilones.

En plantas fijas en ocasiones se usan hornos secadores rotatorios y ciclos para quitar el polvo.

Básicamente existen cuatro métodos de reducción del tamaño del material por compresión, por desgaste, por impacto y por corte.

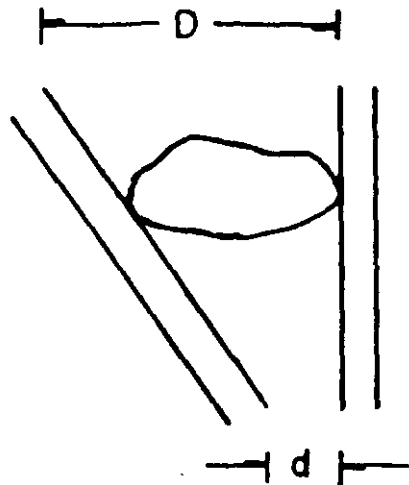
Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas y de cono.

Para definir el tipo de equipo de trituración más adecuado desde el punto de vista del material que se pretende utilizar como desde el aspecto económico, es necesario tener en cuenta la naturaleza del material por emplear, teniendo en cuenta dos conceptos que definen los comportamientos y campos de utilización de los equipos:

- El índice de reducción y el coeficiente de forma.

Índice de reducción.

Se define como la relación entre el tamaño del fragmento a la entrada del equipo y el tamaño del material triturado a la salida del equipo. Este valor varía de acuerdo con el tipo de trituradora según su construcción y métodos de reducción empleados.



$$I R = \frac{D}{d}$$

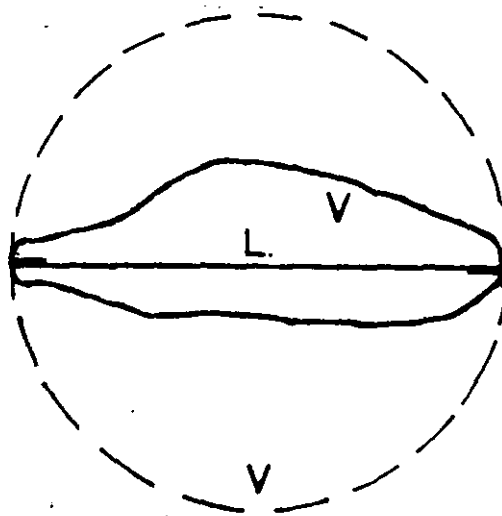
IR = Índice de reducción.

D = Dimensión o abertura de entrada.

d = Dimensión o abertura de salida.

- Coeficiente de forma.

Se define como la relación entre el volumen de un fragmento de roca y el volumen de una esfera hipotética de diámetro igual a la dimensión mayor del fragmento:



$$C = \frac{v}{V}$$

C = Coeficiente de forma.

v = Volumen del fragmento.

V = Volumen de la esfera de $\emptyset = L$.

L = \emptyset de la esfera de volumen V.

De la fórmula anterior se obtienen los siguientes valores promedio en los

fragmentos más comunes:

Forma del fragmento		Coefficiente de forma
Esférico		1
Cúbico	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}}$ =	0.37
Tetraedro regular	$\frac{1}{\pi\sqrt{2}}$ =	0.22
Canto rodado	=	0.34
Grava triturada	=	0.22
Lajas	=	0.07
Agujas	=	0.01

En relación con las formas de los fragmentos, los dos últimos no deben aceptarse debido a que por su forma las partículas tienen fuerte tendencia a fracturarse.

- Trituración primaria.

Esta etapa es la inicial en un proceso de trituración y se lleva a cabo mediante equipos de quijadas o giratorios. En general para realizar la primera etapa de reducción de materiales pétreos se usa la quebradora de quijadas de simple toggle con excéntrico superior, siendo un equipo de mecánica simple, utilizándose en las plantas portátiles en tamaños que van de 12" x 36" a 42" x 48", con pesos de 5,300 kg hasta 48,000 kg y producciones desde 18 a 840 toneladas por hora, dependiendo del tamaño del equipo, su abertura de salida y naturalmente la naturaleza geológica del material, alcanzando índices de reducción promedio de 8:1.

Básicamente la trituradora de quijadas consiste en una biela porta-quijadas accionada por un voltaje, que se mueve acercándose a una plancha fija y al entrar el material a la cavidad trapezoidal que queda entre las dos, es triturado hasta alcanzar el tamaño de una boca de salida. Por razones de eficiencia, se recomienda que los fragmentos de material sean de un tamaño igual a la sexta parte de la abertura de la boca de alimentación.

La granuladora o quebradora de quijada secundaria, trabaja bajo los mismos principios, admitiendo tamaños menores. Esta máquina tiene la ventaja de dar un coeficiente de reducción hasta de 8:1 y la granulometría del producto muy uniforme y cúbica.

Las quebradoras giratorias no se utilizan en los grupos móviles por ser de grandes dimensiones y muy pesadas, por lo que su empleo es en instalaciones fijas de tipo minero o de producción de cemento.

Las dimensiones, expresadas generalmente en pulgadas, se refieren al rectángulo de su boca de admisión (ancho por largo), para las quebradoras de quijadas y por el tamaño de admisión, en pulgadas, de la roca de alimentación, para las quebradoras giratorias.

- Trituración secundaria y terciaria.

Para estas etapas de la trituración se tienen equipos variados tanto desde el punto de vista de su construcción como de su efecto, teniéndose quebradoras de rodillos, impacto y de conos.

- Trituradora de rodillos.

Este equipo reduce los tamaños del material a base de un efecto de compresión y de corte. Su uso en la actualidad ha quedado limitado para triturar materiales suaves y poco abrasivos como las rocas calizas, ya que los materiales que presentan un alto contenido de sílice, originan en los rodillos, sobre su superficie cilíndrica surcos y desgaste que elevan considerablemente los costos de mantenimiento.

El diámetro de los rodillos, con el objeto que puedan triturar los fragmentos de roca, debe de ser 20 a 30 veces el tamaño máximo por triturar, siendo su producción proporcional al ancho del rodillo, teniendo su limitación en este aspecto ya que cuando es demasiado ancho se producen desgastos irregulares, siendo más notables en el centro que en las orillas del rodillo. Su índice de reducción es generalmente de 8:1 que es demasiado bajo debido principalmente a las limitaciones en los tamaños de alimentación, pudiéndose aumentar este índice de reducción, mediante un tercer rodillo, con el consiguiente aumento en su costo inicial en su operación.

El coeficiente de forma de este tipo de quebradoras es bajo, produciéndose gran cantidad de material lajeado.

- Trituradoras de impacto o de martillos.

Este tipo de quebradoras, utilizando los fuertes impactos de la roca o material impulsado contra las placas del bastidor, por uno o dos motores que hacen girar a los martillos a bastantes revoluciones por minuto. Con este tipo de equipo se obtiene material triturado de forma cúbica con elevado coeficiente de forma, índice de reducción de 20:1 o inclusive de 30:1; sin embargo, tiene la limitación que no es adecuada para materiales con alto contenido de sílice (más del 5%), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, siendo aconsejable su uso en materiales no abrasivos como calizas, dolomitas, asbestos, etc.

Cuando se tienen materiales húmedos, puede emplearse la trituradora de martillos no atascable, la cual tiene una placa rompedora viajera que está en movimiento continuo, forzando la alimentación de material e impidiendo que se atasque la trituradora, siendo suficiente para triturar piedra caliza, cementos, esquistos y bauxita.

- Trituradora de cono.

Este equipo se usaba anteriormente en instalaciones de tipo minero, sin embargo su uso se ha generalizado en obras civiles, principalmente en caminos, de 10 años a la fecha. Se pensaba que este tipo de máquinas tenía una mecánica complicada, de alto mantenimiento y operación costosa, sin embargo, la realidad ha demostrado que este equipo aun cuando tiene una mecánica precisa y con unidades robustas, su mantenimiento y costos de operación no son mayores que las quebradoras de quijadas o de rodillos en operaciones normales.

Su mecanismo consiste, en una cavidad o receptáculo en el que gira una flecha en posición vertical, cuyo movimiento excéntrico permite dejar entre las dos paredes, en determinado momento, una cavidad más amplia sobre la cual cae

materiales procedentes de bancos y sometidos a diversos tratamientos, principalmente trituraciones parciales, totales y cribados, con frecuencia adolecen de deficiencias como por ejemplo las contaminaciones con arcilla, que originan que presenten una plasticidad fuera de especificaciones; en otros casos se tienen problemas de deficiencias en ciertos tamaños, en menos o en más, o bien, el material presenta un valor cementante casi nulo, siendo ésto bastante común en las gravas de río utilizadas en bases de pavimento, originándose problemas para lograr la compactación requerida.

Con el objeto de corregir las características señaladas, se recurre a separar en 2 ó 3 tamaños el producto triturado, operación que se lleva a cabo al procesar el material en la instalación que se tenga, pudiendo mediante bandas transportadoras descargarlo directamente en las tolvas de la planta dosificadora, o efectuar esta operación mediante el empleo de cargadores. Para la dosificación se usa un equipo que está constituido principalmente por un cuerpo formado por 2, 3 ó 4 tolvas horizontales, que descargan sobre una banda rotatoria horizontal, la cual, mediante un elevador de cangilones, transporta los materiales a un recipiente metálico, donde se le incorpora el agua necesaria. Una vez dosificados, mediante un sistema de paletas accionadas por un motor eléctrico, se produce el mezclado de los materiales para descargarlos a los camiones de volteo mediante una banda transportadora. Este equipo de dosificación se utiliza como se ha indicado, para mezclar materiales que garanticen tanto una granulometría adecuada como la incorporación del material de mejoramiento que se requiera, así como para disminuir el empleo de motoconformadoras, ya que los materiales con su humedad adecuada llegan al camino exclusivamente para ser tendidos mediante la citada motoconformadora o utilizando extendedoras, garantizándose así una buena sucesión granulométrica, calidad y uniformidad, aumentando por consiguiente el buen acabado de las bases hidráulicas. Por otra parte, este procedimiento de dosificación es el indicado para caminos que se localizan en zonas montañosas de alta precipitación pluvial, donde las maniobras de mezclado y tendido de los materiales se dificultan considerablemente.

I-5 CASOS ESPECIALES.

En ocasiones, para la ejecución de los trabajos de pavimentación no se dispone en la localidad de los materiales que tradicionalmente se utilizan en este tipo de obras, resultando más conveniente emplear materiales de tipo especial que no se usan comúnmente y que en algunos casos no llenan los requisitos especificados, pero que por su buen comportamiento en pavimentos construidos con anterioridad o bien, por razones que generalmente guardan relación con el costo y/o el programa de obra, resulta ventajoso su uso. Entre los materiales que se utilizan en trabajos de pavimentación y que pueden considerarse dentro de un tipo especial, están el tezontle, las escorias de fundición, los desperdicios de minas como son los materiales obtenidos de los procesos de beneficio, las conchas y conchuelas de mar, el yeso, el sascab y la arcilla calcinada.

También puede considerarse como un uso de material de tipo especial, el que en su estado natural cubre los requisitos señalados en las especificaciones y no necesita ningún tratamiento.

A continuación se hacen algunos comentarios sobre dichos materiales y el uso que generalmente se les da en las obras de pavimentación:

1. Tezontle.

Es un material derivado del basalto, el cual puede considerarse como un producto piroclástico que presenta una estructura cavernosa y que es un material ligero porque es poroso; es altamente friccionante y generalmente de color rojo oscuro o negro, siendo variable el tamaño de los fragmentos. Otro producto piroclástico derivado del basalto, es el "lapilli", que está formado por fragmentos de tezontle de tamaño no mayor de 2 ó 3 centímetros.

El uso de estos materiales en sub-bases o bases hidráulicas ha tenido éxito siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Calidad adecuada, principalmente en lo que se refiere a su susceptibilidad para degradarse bajo los efectos del tránsito.
- b) Cementación correcta, mediante la mezcla con otro material apropiado, para evitar los reacomodados originados por las vibraciones del tránsito de los vehículos.
- c) Protección suficiente cuando se emplea como base hidráulica, proporcionada tanto por el riego de impregnación, como por la carpeta asfáltica, la cual debe ser cuando menos de dos riegos en caminos de tránsito ligero y de mezcla asfáltica, en caminos de tránsito medio o pesado.

2. Sascab.

El material "sascab" que abunda en la Península de Yucatán, consiste en una formación caliza, comúnmente con alto contenido de finos, baja plasticidad y elevado valor soporte, debido este último principalmente a su buena fricción interna.

Tomando en cuenta los ensayos de control de laboratorio efectuados durante la construcción de diversos caminos en la región, se puede apreciar una variación muy considerable en las características físicas de este material, habiéndose encontrado cerca de 40 tipos diferentes de "sascab". Salvo muy raras excepciones, puede decirse que ninguno de los tipos de "sascab" conocidos hasta la fecha, cumple con las especificaciones para base de pavimento, por lo que no es recomendable su empleo para tal objeto.

El criterio que se ha seguido, con buenos resultados, en la pavimentación de las carreteras principales de la Península de Yucatán, consiste en emplear para la capa subrasante, "sascab" procedente de bancos seleccionados, de la mejor calidad disponible en la región, dentro de un criterio económico de acarreo (2 a 3 kilómetros de promedio), con lo cual la subrasante, por su calidad, viene a desempeñar también la función de sub-base y naturalmente el espesor de la base de pavimento se reduce generalmente al mínimo que permiten las especificaciones.

3. Yeso.

A principios del año 1967, se planteó el problema referente al posible

aprovechamiento de diversos macizos rocosos de yeso tipo alabastro, para la construcción de la base de pavimento de la carretera Escárcega-Chetumal, mediante un proceso de trituración total a tamaño máximo de 1 1/2". En este caso resultaba conveniente el empleo de este material, en virtud de que se acortaban considerablemente los acarreos con respecto a otros bancos disponibles en la zona.

Tomando en cuenta lo anterior, se efectuaron oportunamente estudios de laboratorio a largo plazo, sometiendo el yeso triturado a diversos efectos de intemperismo, tales como humedecimiento y secado alternados y humedecimiento prolongado, hasta por un lapso de 12 meses, habiéndose obtenido resultados satisfactorios en sus características físicas. También se hicieron análisis químicos, los cuales revelaron que se trata de yesos de alta pureza (mayor de 90%) y que son estables químicamente.

Por otra parte, se construyeron dos tramos experimentales de base de pavimento, empleando yeso triturado a tamaño máximo de 1 1/2", con objeto de observar directamente los efectos del intemperismo y del tránsito, sobre la capa ya compactada con y sin riego de impregnación. Las muestras tomadas para su ensaye, en el momento del tendido, después de la compactación y a edades de 3, 6 y 12 meses, acusaron resultados dentro de la calidad especificada para base hidráulica de pavimento, registrándose solamente cierta degradación atribuible más bien al efecto de los rodillos lisos utilizados durante el proceso de compactación. Con estos antecedentes se procedió a la construcción de un tramo de más de 100 kilómetros, utilizando en la base hidráulica el citado material y protegiéndola con una carpeta asfáltica de un riego, en la cual se empleó roca caliza triturada. El comportamiento de esta base construida con yeso, ha sido satisfactorio hasta la fecha, después de 2 años de terminado el camino.

4. Conchuela de mar.

En el litoral del Golfo de México, en las zonas cercanas al Puerto de Tampico, Tamps. y en la isla de Ciudad del Carmen, Camp., se han empleado bancos de conchuela de mar para la construcción de bases hidráulicas, y bases y carpetas asfálticas.

La conchuela procedente de los bancos cercanos a Tampico, se encuentra con un avanzado grado de alteración, consistiendo en pequeñas lajitas de conchuela mezclada con finos procedentes de la misma; este material en su mayor parte, se degrada fácilmente. Su graduación granulométrica es defectuosa y no pasa la prueba de desgaste; sin embargo, se ha utilizado en la construcción de bases hidráulicas en calles y caminos de la zona y en el aeropuerto del lugar, y en este último, también se construyó la base asfáltica, con mezcla hecha en el lugar, empleándose el citado material. En todos los casos antes mencionados se utilizó la conchuela sola, sin mezclarse algún material pétreo y su comportamiento ha sido aceptable.

En la pavimentación del tramo Ciudad del Carmen-Puerto Real de la carretera Costera del Golfo, se utilizó arena-conchuela para la construcción de la base asfáltica en el lugar. En este caso la conchuela se presenta generalmente entera y sana, y no obstante que este material acusa un valor relativo de soporte algo bajo debido a su deficiente granulometría y fal-

ta de cohesión, una vez incorporado el asfalto se obtiene una mezcla de muy buena calidad, como se ha comprobado por su excelente comportamiento en la obra mencionada. Por otra parte, este material también se empleó para la construcción de la carpeta asfáltica del aeropuerto de Ciudad del Carmen, encontrándose en general en buenas condiciones no obstante que ha dado servicio durante más de 25 años.

5. Escorias de fundición.

La escoria de fundición conocida también como grasa, generalmente es un material pesado, frágil, vidrioso, muy duro y que al triturarse no produce finos por lo cual, para utilizarse en la construcción de bases o sub-bases de pavimento, es necesario mezclarlo con otro material fino para corregir los defectos de su granulometría y proporcionarle una cementación adecuada. Este material se ha empleado con resultados satisfactorios en la construcción de bases de pavimento en algunos tramos de caminos cercanos a San Luis Potosí, S.L.P., lugar en donde se encuentran depósitos de dicho material. Por otra parte, su principal inconveniente es que presenta dificultades para su trituración, pues es muy abrasivo.

6. Desperdicios de minas.

Durante el proceso de beneficio de materiales procedentes de la explotación de minas, se obtienen materiales pétreos que son considerados como desperdicios, una vez que se les ha extraído el mineral. Estos materiales se han empleado con éxito en la construcción de bases y sub-bases de pavimento y generalmente resulta económico su empleo.

Entre estos desperdicios pueden considerarse los "jales", que generalmente consisten en una arena fina obtenida por trituración y que resulta adecuada como mejoramiento de materiales arcillosos, para corregir su plasticidad.

Otro material es el que se obtiene durante el beneficio de minerales de fierro, como es el caso del extraído en el Cerro del Mercado en Durango, Dgo., del cual queda como desperdicio el material denominado "estéril medio pesado" que consiste en una roca riolítica triturada a tamaño máximo de 3", cuya granulometría no acusa material fino; este material después de triturarse a tamaño máximo de 1 1/2" es de muy buena calidad para utilizarse en la construcción de sub-bases y bases de pavimento.

7. Materiales que no requieren tratamiento.

El caso de los materiales que no requieren tratamiento se ha incluido en este inciso relativo a los materiales especiales, por considerar que el caso corriente es generalmente que a los materiales utilizados en la construcción de sub-bases, bases y carpetas asfálticas, se les somete a un tratamiento que puede ser trituración, lavado, disgregado, cribado, etc., o se les mezcla con otro material que mejore sus características, resultando difícil encontrar materiales que cubran las especificaciones correspondientes tal y como se encuentran en el banco. Este caso se presenta principalmente en los tipos de bancos que se indican a continuación:

a) Bancos de grava-arena en playones de arroyos o ríos, en lugares donde

se han depositado tamaños cuya graduación granulométrica y demás características físicas llenan los requisitos establecidos en las especificaciones correspondientes.

b) Aglomerados que cumplan con los requisitos especificados, los cuales por encontrarse sin cementación, no necesitan ningún tratamiento. Generalmente son de origen piroclástico, de tamaño adecuado con partículas angulosas.

c) Rocas con un proceso avanzado de alteración, las cuales se disgregan con el equipo de ataque y no necesitan un tratamiento especial.

Un ejemplo de este material es el "tucuruguay", el que proviene de una roca granítica muy alterada y se ha empleado frecuentemente en la costa del Océano Pacífico, lugar donde abunda, en la construcción de sub-bases de pavimento.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

3. IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

AGOSTO - 1992

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.

I.- INTRODUCCION.

Probablemente ha de reconocerse que algo de las dificultades con que hoy se enfrenta el ingeniero al tratar de resolver el problema del dimensionamiento de pavimentos, es debido a los enfoques que ha sido capaz de desarrollar hasta el momento para el problema, enfoques que seguramente será conveniente cambiar en el futuro próximo.

En primer lugar, parece fuera de duda que el comportamiento estructural de una carretera no puede circunscribirse a unos cuantos centímetros superiores o a unas cuantas capas situadas sobre las demás. Evidentemente ese comportamiento estructural se fragua en toda la sección, contando desde el terreno de cimentación a la carpeta; es posible que de las fallas observadas en pavimentos, hayan ocurrido tantas por mala terracería como por mala base y que las condiciones del terreno de cimentación puedan ser determinadas en muchos casos.

Hoy, el terreno de cimentación y la terracería se tratan con bastante independencia del requerimiento estructural que de ellos ha de hacerse más tarde, de manera que todos los parámetros que definen dicho comportamiento estructural quedan sin ser controlados; no es pues, extraño que en el momento en que se solicita una respuesta estructural cualquiera, dicha respuesta sea impredecible. Hoy se considera, metodológicamente hablando, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en las capas de sub-base, base y carpeta a las que se llama el pavimento. La liga que la razón exige entre la masa del terreplén y el pavimento se establece a través de una capa subrasante, bajo el criterio de colocarla suficientemente bien como para poner el pavimento al abrigo de la sorpresa. Cuando se usa el método del VRS, el criterio anterior equivale lisa y llanamente a exigir a la subrasante un VRS mínimo, aún sabiendo que este indicador es harto inseguro para reflejar las características estructurales de una masa de suelo; tampoco es extraño que bajo tales controles, esa masa se comporte imprevisiblemente.

Es aparentemente fundamental y urgente, como un primer requisito para aspirar a una buena tecnología de carreteras, eliminar la dualidad terracería-pavimento, sustituyéndola por el concepto monolítico de sección estructural de la carretera. Dicha sección ha de estudiarse sin distinciones conceptuales dentro de ella, analizando todas sus componentes y adecuándolas a las exigencias, de manera que la sección resista en cada nivel lo necesario; el colapso de la sección ocurrirá antes del tiempo de vida útil contemplado, sólo si una parte de la sección estructural no cumple su compromiso con el conjunto.

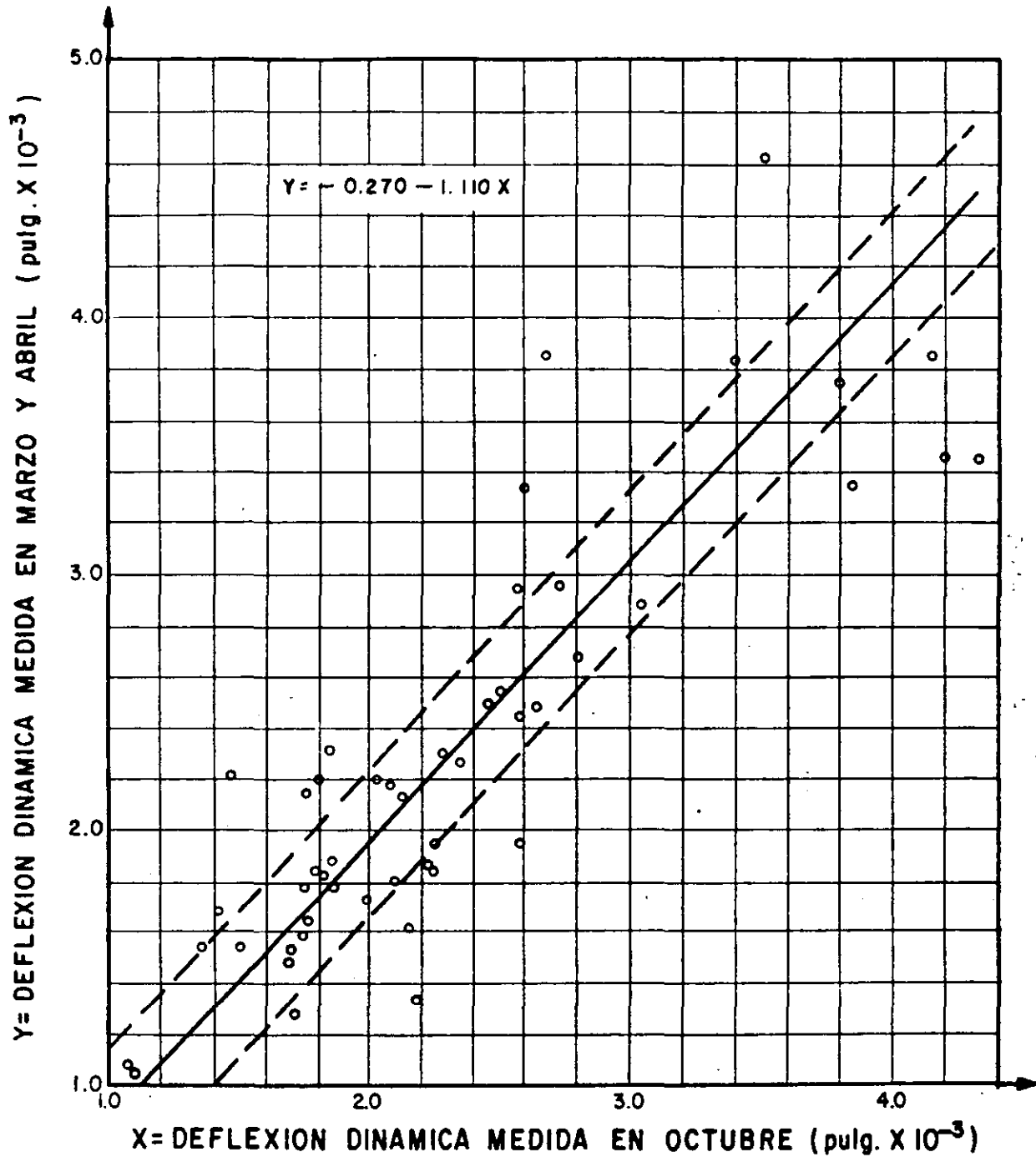
El procedimiento de diseño que se propone en estas páginas para uso en la SAHOP cumple con este requisito primeramente planteado y considera la carretera una sección estructural, como se hace en las otras estructuras de la ingeniería civil.

geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc. También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido el tratamiento de compactación. Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será anti-económico y el conjunto claro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

3.- Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento. La afirmación, empero, merece discutirse.

Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones con un pavimento que comprende una carpeta asfáltica, distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas, se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. La Fig. No. 1 muestra los resultados obtenidos. Las deflexiones se presentan en pulgadas por ser este el patrón universal de su medición. La información que proporciona la Fig. No. 1 es sorprendente, en el sentido de que contradice en algo el sentimiento experimental de la gran mayoría de los especialistas. No se manifiesta una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aún entre dos momentos tan drásticamente diferenciales como lo fueron aquéllos en que se realizaron las mediciones. La conclusión al extraer es una de dos; o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en el que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos. A este respecto cabe el comentario de que, en muchos casos, son precisamente esos países los



x = DEFLEXION DINAMICA MEDIDA EN OCTUBRE (pulg x 10⁻³)

Fig. No. 1. Correlación entre dos series de mediciones con equipo Dynaflect en 52 secciones seleccionadas en carreteras de México.

que dan origen a mucha de la metodología práctica de evaluación y diseño de pavimentos, por lo que surge la pregunta de si tales métodos no serán excesivamente conservadores para naciones como México.

En la figura No. 1 hay puntos que se apartan mucho de lo que parece ser la tendencia general; hizo ver que en muchos de esos puntos existía un préstamo lateral cercano a la sección en estudio, de manera que ésta era mucho más vulnerable a la acción climática por la presencia de una excavación vecina, relativamente profunda.

Las conclusiones contenidas en la figura No. 1 son tan interesantes que se procede a una revisión general de la información obtenida, mediante el estudio de las mismas y nuevas secciones elegidas en el campo; desgraciadamente los nuevos resultados no están disponibles en el momento, pero es pertinente decir que investigaciones similares realizadas recientemente en dos importantes tramos de prueba que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas tiene bajo control en dos puntos de su red, han arrojado resultados similares. En una investigación similar hecha en Australia, midiendo las deflexiones con viga Benkelman; los resultados finales presentados permiten sostener la información que se ha proporcionado.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de variación estacional y se acepta implícitamente que éste debe ser muy acusado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; esto es lo que parece no suceder y este criterio es el que, según indica la investigación citada, ha de ser revisado. Parece que, una vez construido un camino, se alcanza, al cabo de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Naturalmente, cual sea la condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance dependerá, entre otras cosas, del clima prevaleciente en la zona, en el sentido general y familiar; pero también influye la confirmación topográfica y geológica y la relación que con estos tipos de accidentes guarde el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condición general se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de la anterior investigación, así como su sentimiento experimental permiten sugerir que quizá la expresión "acción climática" es demasiado amplia para expresar el importante efecto que tiene el contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; este efecto incluye muy particularmente, claro es, el agua contenida en la terracería y la capa subrasante. Así, seguramente no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que sean de temer -

condiciones especiales de saturación. Naturalmente que la acción climática - en un sentido más general puede influir en otros problemas conectados con la tecnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar. La correspondencia entre las curvas que aparecen en la figura No. 2 ejemplifica la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático en el lugar determinado y hace ver la importancia del subdrenaje que controle tales fluctuaciones, manteniendo el contenido de agua en la subrasante en un valor poco variable.

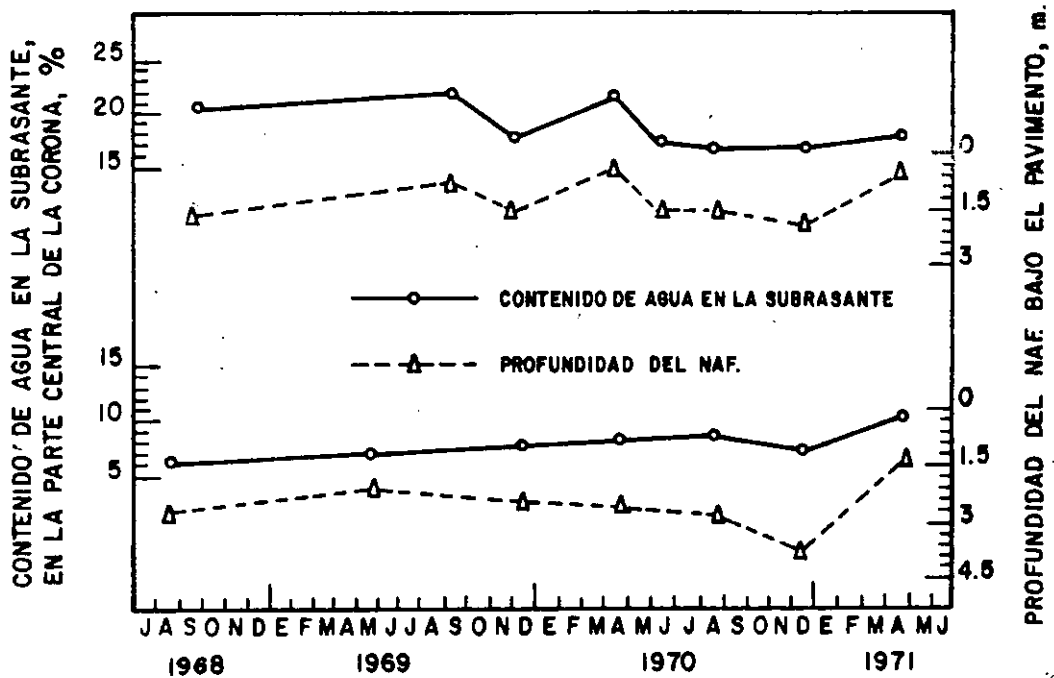


Figura No. 2. Variaciones del contenido de agua en la subrasante cuando varía la posición del NAF.

También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

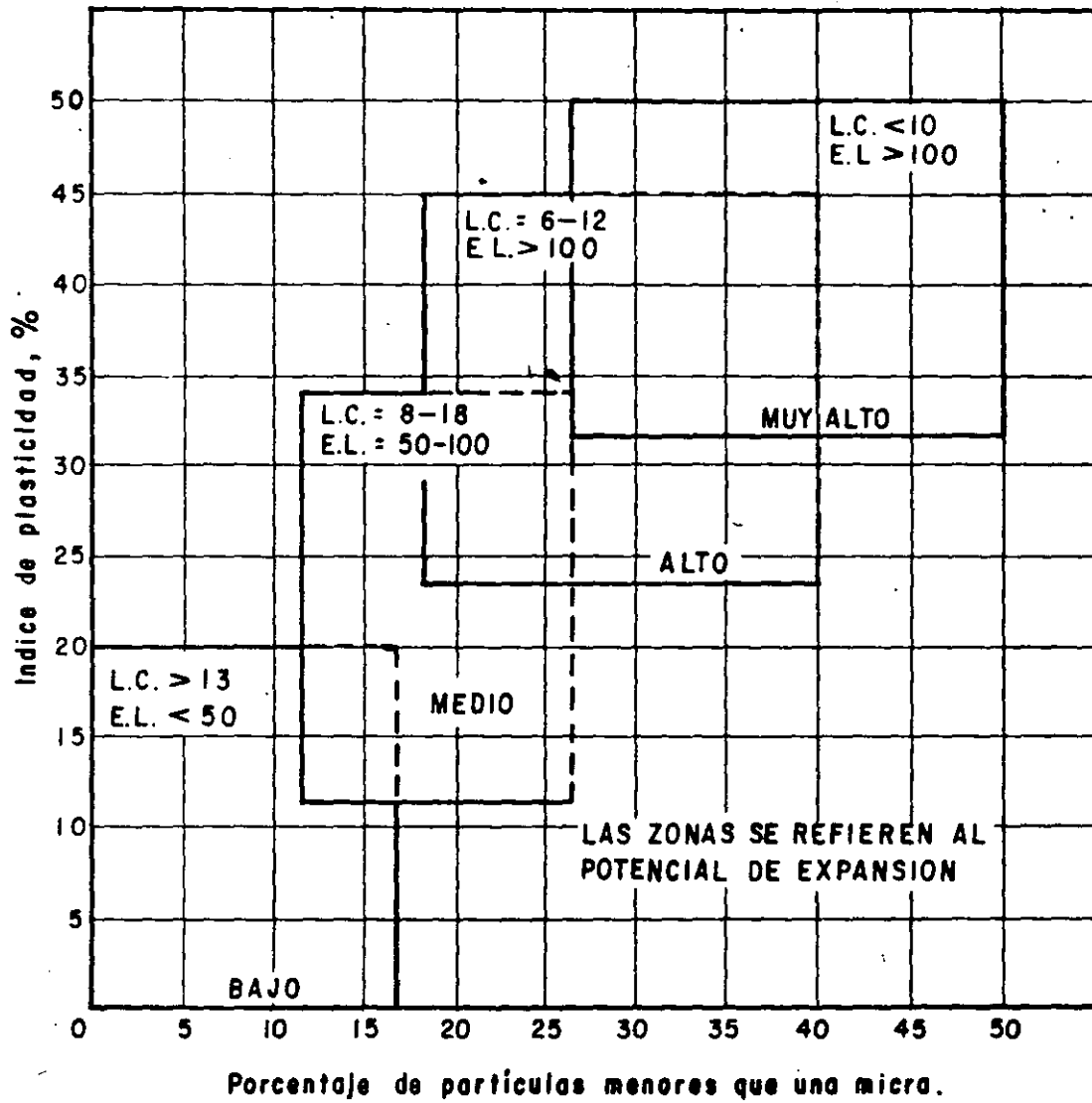


Figura 3. Clasificación de suelos expansivos según el Bureau of Reclamation de los E.U.A.

III INFLUENCIA DE LOS SUELOS CON POTENCIAL EXPANSIVO EN EL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS.

En la construcción de vías terrestres en muchos sitios es preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla. Muy frecuentemente estos suelos presentan marcadas características de expansividad; son los suelos denominados activos, cuya característica es sufrir grandes cambios de volumen cuando varía su contenido de agua. Es común la presencia de estos suelos en el cuerpo de las terracerías y no es rara en la capa subrasante. En regiones áridas los suelos suelen encontrarse con contenidos de agua muy bajos y es frecuente que pierdan por acción solar parte del agua que se les incorpore durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar más tiempo puedan volver a aumentar su contenido de agua por la natural tendencia a acumularse ésta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas; en tales zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático. Estos cambios producen en los suelos activos muy nocivos efectos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito y en las exigencias de servicio. En la actualidad resalta el hecho de que no es suficiente la información que se tiene de las propiedades de los suelos expansivos, de sus efectos, de métodos sencillos para identificarlos en el campo o en el laboratorio y de procedimientos constructivos que permitan manejarlos, hasta donde resulte conveniente, sin caer en un riesgo excesivo de mal comportamiento futuro.

Los siguientes son los efectos principales que un suelo expansivo puede sufrir en un pavimento flexible:

- a. Contracción por secado.
- b. Expansión por humedecimiento.
- c. Desarrollo por presiones de expansión en los suelos confinados en -- que se restringe la expansión.
- d. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- a. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles.
- b. Agrietamiento longitudinal.
- c. Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las

alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

- d. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con --tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; puede ser medido con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especificaciones en cuanto a valores máximos tolerables. El agrietamiento longitudinal acompaña usualmente al ascenso o descenso de la carpeta.

Cualquier intento para tomar en cuenta la presencia de suelos expansivos en el comportamiento de un pavimento flexible debe presuponer un cierto grado de éxito en la estimación de las condiciones de humedad y demás propiedades significativas en el momento de la construcción y en la estimación de los cambios de contenido de agua que van a ocurrir durante la vida útil del pavimento y de su influencia en aquellas propiedades significativas. También resultará de la máxima utilidad establecer criterios de clasificación de suelos finos, bien sea en el laboratorio, o quizá mejor aún, en el campo, que en forma sencilla puedan detectar la presencia de suelos expansivos, poniendo en guardia al ingeniero.

TABLA No. 1.

Actividad	Categoría del suelo
Menor que 0.75	Suelo inactivo
0.75 - 1.25	Suelo normal
Mayor que 1.25	Suelo activo

Clasificación de los suelos finos según su tendencia a la expansión.

De acuerdo con la anterior clasificación, las montmorilonitas y bentonitas resultan ser activas, las ilitas normales y las caolinitas inactivas. Se ha intentado correlacionar el concepto de actividad de Skempton con el potencial de expansión de las arcillas, pero las correlaciones encontradas son poco precisas.

El Bureau of Reclamation de los E. U.A. realizó un intento para clasificar a las arcillas desde el punto de vista de la intensidad de su potencial de expansión. Se toma en cuenta para definir este último el llamado Grado de Expansión, que es el porcentaje de expansión de una muestra de suelo secada al aire y colocada después en un consolidómetro, anegada en agua y bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). En realidad el potencial de expansión se define en términos de varias otras características de la arcilla, además del grado de expansión, de las que las más importantes son del límite de contracción, el Índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores que una micra y la expansión libre. Este último concepto se define por medio de la ecuación que en seguida se menciona, realizando una prueba que consiste en formar una muestra de 10 cm³ de suelo secado al aire, formada con la parte del material que pase la malla No. 40 y en introducirla en una probeta gradua

da de 100 cm³ llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando - llega al fondo de la probeta.

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} 100$$

donde:

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm³.

V₀ = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm³.

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%. Conjuntando todos los factores que se han mencionado el Bureau of Reclamation de los E.U.A. clasifica los suelos en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 30	< 10	> 32	> 37	>100
Alto	20.30	6.12	23.37	18.37	>100
Medio	10.20	8.18	12.34	12.27	50.100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E.U.A.).

La Fig. 3 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad- Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Índice de Plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene anegado en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La dispersión de estas correlaciones es muy grande, de manera que resulta difícil utilizarlas para establecer apriorísticamente - las características de un cierto suelo.

McDowell define para su sistema de clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo sujeta a absorción capilar y a una presión de cámara de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), en un aparato triaxial del tipo del -- usado en la tecnología de pavimentos por el Departamento de Carreteras de Texas. El tiempo que se recomienda dejar a los especímenes sujetos a la absorción capilar depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días -- igual al índice plástico, cuando éste es mayor que 15. Se encontró que el -- cambio volumétrico para unas condiciones iniciales dadas del suelo puede co -- rrelacionarse en cierta medida con el Índice de Plasticidad, lo que proporcio -- na un criterio para clasificar la arcilla (Fig. 4).

Seed y sus colaboradores definen el potencial de expansión como el porcen -- taje de expansión vertical de una muestra compactada, con su contenido de agua -- óptimo y su peso volumétrico máximo (prueba AASHO estándar) cuando se coloca -- en un consolidómetro y se anega en agua bajo una presión vertical de 0.07 -- kg/cm² (1 lb/pulg²). Expresan el potencial de expansión por la expresión:

$$P.E. = K C^2$$

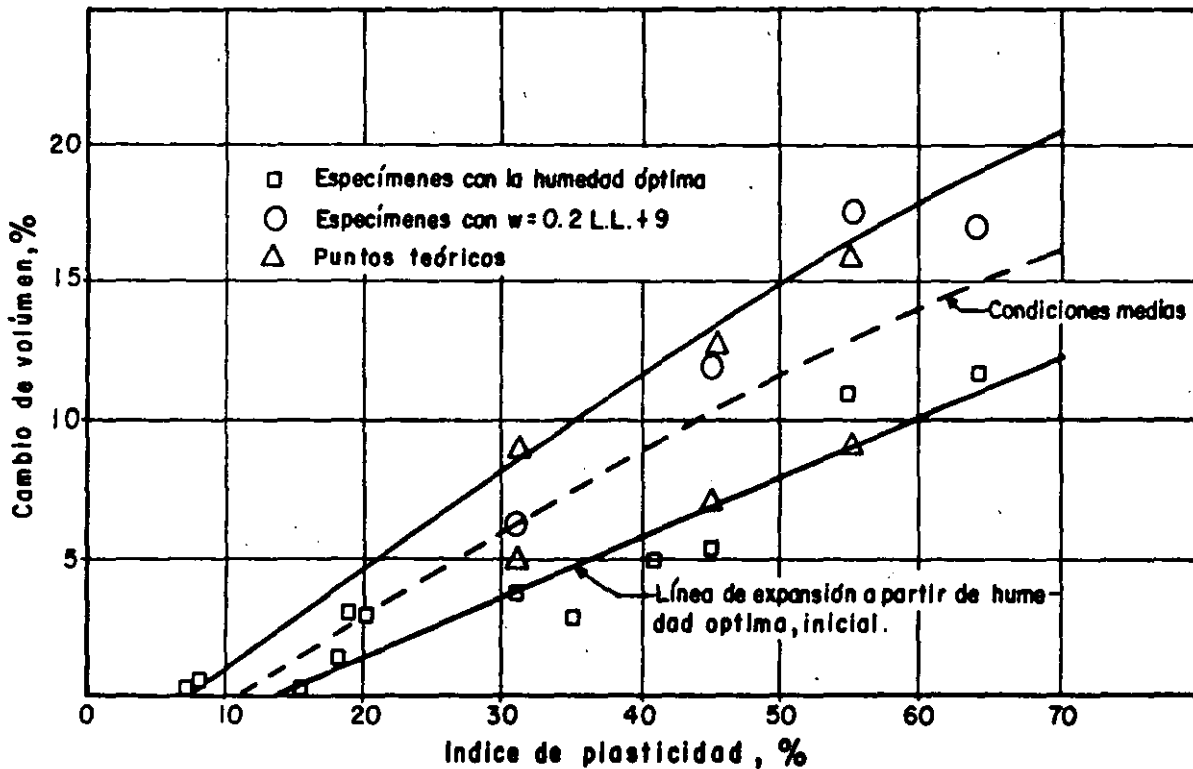


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

donde:

- P.E. = potencial de expansión.
- C = porcentaje de partículas menores que 2 micras.
- x = un número que depende del tipo de arcilla.
- K = Factor que depende del tipo de los minerales de arcilla.

Para las pruebas reportadas por Seed y sus colaboradores x valió 3.44. -
Para las mismas condiciones se encontró:

$$K = 3.6 \cdot 10^{-5} \times A^{2.44}$$

donde A es la actividad de la arcilla en el sentido de Skempton. Puesto que A se relaciona con el Índice de Plasticidad y con el porcentaje de partículas menores que 2 micras, es posible relacionar directamente el Potencial de Expansión con el Índice de Plasticidad. Dicha relación aparece en la tabla 3.

Con fines de clasificación Seed propone los valores del Potencial de Expansión que se muestran en la tabla 4.

La principal desventaja de los trabajos de Seed es que se hicieron con suelos artificiales, preparados en el laboratorio, con lo que se introducen dudas respecto a la representatividad de los resultados.

T A B L A 3

Correlación entre el Potencial de Expansión y el Índice de Plasticidad, según Seed y sus colaboradores.

I. P. %	Potencial de expansión %
10	0.4 - 1.5
20	2.2 - 3.8
30	5.7 - 12.2
40	11.8 - 25.0
50	20.1 - 42.6

Lambe refiere las características de los suelos expansivos al denominado Índice de Expansión que mide en un aparato especial de diseño propio. Este Índice resulta ser la expresión de expansión que en tal aparato desarrolla un espécimen de arcilla compactada al cabo de 2 hs.

De todos los métodos de clasificación anteriores seguramente resulta el más convincente el propuesto por el Bureau of Reclamation de los E.U.A., por haber sido establecido tomando en cuenta un mayor número de factores. Sin embargo, en todos los sistemas actuales se utilizan correlaciones no muy seguras ni muy comprobadas.

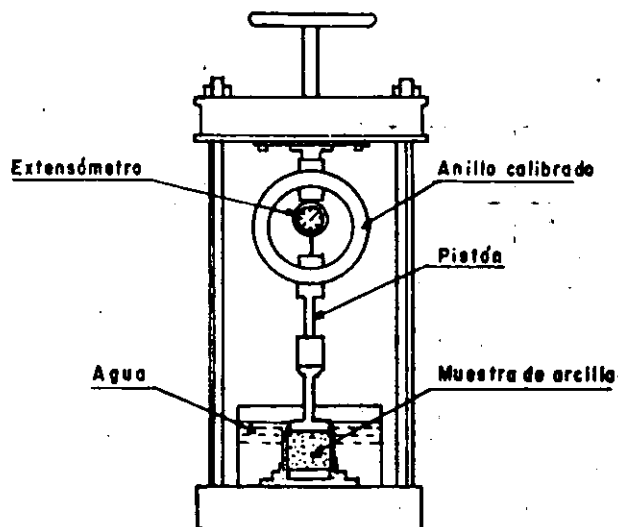


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

se compacta y que se libera cuando la arcilla se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia. Siempre hablando de suelos compactados, se ha visto que el potencial de expansión es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impactos. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

Aspecto importante es sin duda la predicción en el campo del potencial de expansión. Antes de la construcción del pavimento, la arcilla en la zona activa sufre cambios continuos en el contenido de agua y en el peso específico seco, y el contenido de agua disminuye. Si en esta época la superficie del suelo se cubriera, se producirían los efectos contrarios, es decir, el contenido de agua se incrementaría y la presión de succión, así como el peso volumétrico seco disminuirían; lo anterior ocurriría unido a una expansión y levantamiento de la superficie del terreno.

Después de algunos años de construido el pavimento en su sección central se alcanza un equilibrio en la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad. Lo anterior es muy interesante porque facilita predecir el levantamiento de la superficie del suelo, conociendo el tiempo de construido el pavimento y en el que se alcanza el equilibrio.

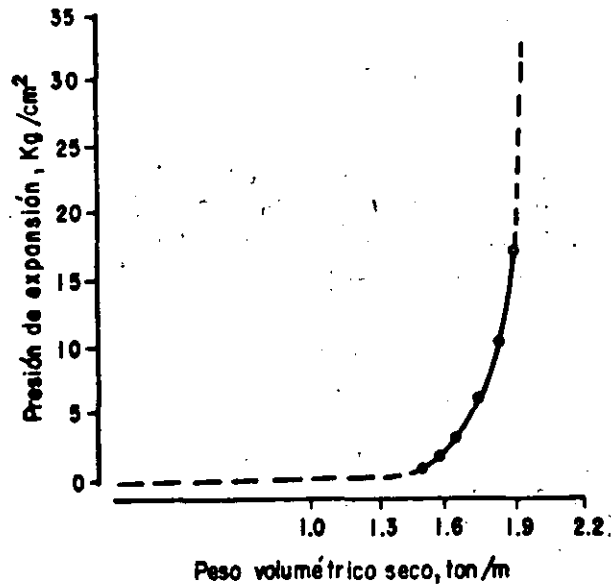


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

A continuación se presentan un conjunto de importantes correlaciones entre las características de expansión, de los suelos y propiedades comunes de los mismos. Aunque se presentan datos basados en pruebas sobre 270 muestras de arcillas naturales inalteradas obtenidas de muy diversos lugares, es difícil considerar las correlaciones presentadas como definitivas y válidas para cualquier arcilla de cualquier sitio; sin embargo, seguramente constituyen información útil en el actual estado del conocimiento, aunque no sea más que como norma de criterio, válida solamente para fijar el orden de magnitud de los problemas. Las Figs: 10 y 11 recogen las dos correlaciones más útiles.

Como ya se ha mencionado, el agrietamiento longitudinal en zonas próximas a los hombros es uno de los daños típicos más frecuentes en las secciones de terraplén construidas en suelos expansivos. Resulta obvio, por otra parte, el hecho de que sea en las zonas próximas a los hombros donde se produzcan los máximos cambios volumétricos, pues en estas zonas hay menos restricción a la deformación y la tendencia al cambio de contenido de agua es máxima. La Fig. 12 muestra los cambios volumétricos observados en una sección que puede tomarse como ejemplo y en la que se han medido en diferentes puntos cada vez más alejados del centro de la línea.

Al principio de esta sección se mencionaron brevemente los principales efectos que sufren los suelos expansivos, así como los daños típicos que se producen en los pavimentos construidos sobre ellos, que causan deterioros y disminuciones muy importantes de la vida útil. La Fig. 13 ilustra para un caso particular la evolución del Índice de Servicio de pavimentos construidos en diferentes tramos de una misma carretera sobre suelos expansivos y no expansivos y en ella resaltan los prejuicios que aquellos suelos ocasionan.

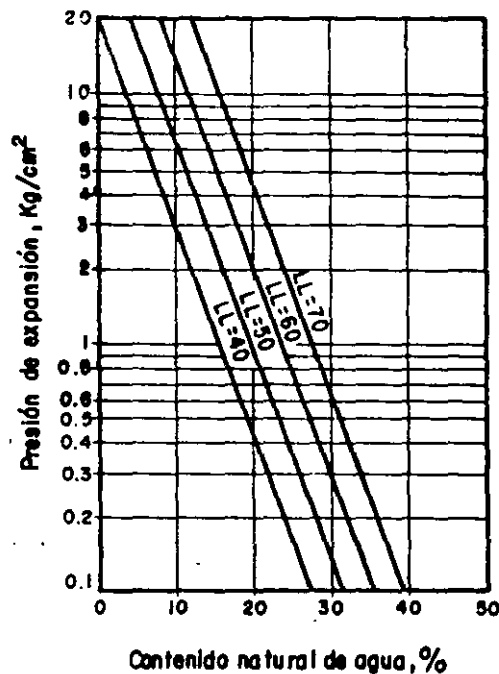


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

El principal problema al proyectar o construir pavimentos sobre suelos expansivos es el evitar cambios de contenido de agua, para reducir al mínimo las distorsiones y los agrietamientos. Puede afirmarse que ningún método debe considerarse plenamente exitoso en esta misión, si bien el empleo del apropiado en el caso particular de que se trate puede reducir significativamente los daños.

Todos los métodos prácticos para evitar los daños que produce la expansión de un suelo susceptible pueden agruparse en tres grandes categorías:

- Reemplazo o mejoría por mezcla de un suelo inerte de todo o parte del espesor activo o de la capa del pavimento que muestre o sea susceptible de actividad.
- Neutralización de la presión de expansión previamente valuada, por la colocación de la sobrecarga suficiente sobre el terreno o la capa de pavimento de que se trate; la sobrecarga impuesta es generalmente peso de tierra.
- Reducción o control de los cambios de contenido de agua en los suelos susceptibles por drenaje, subdrenaje, utilización de cubiertas impermeables u otros métodos.

A continuación se comentan brevemente estos métodos:

- Remoción o mejoramiento de suelos.

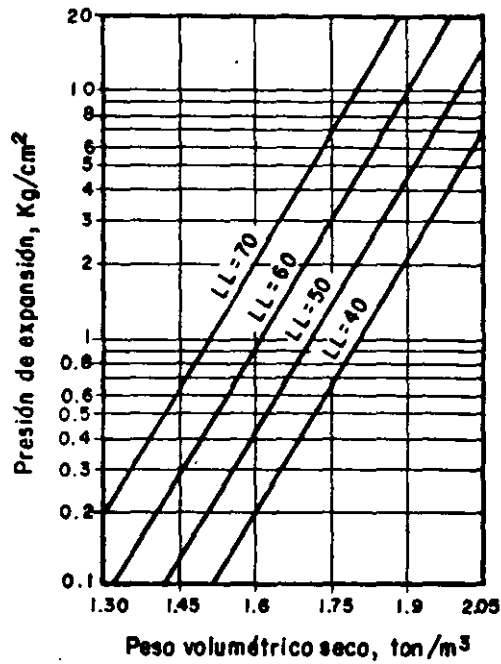


Figura 11. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su peso volumétrico seco inicial.

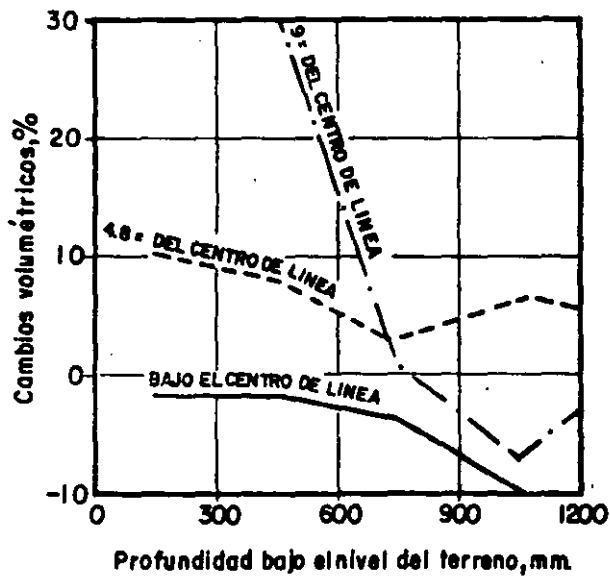


Figura 12. Cambios volumétricos en varios puntos de la sección de un camino.

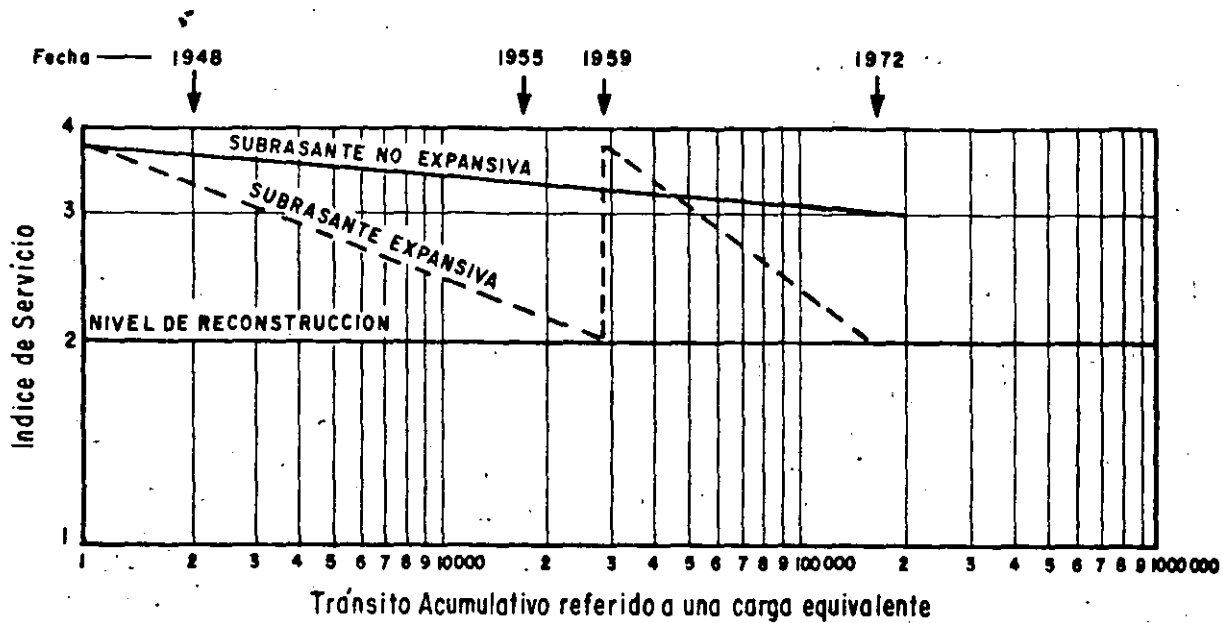


Figura 13. Comparación de la evolución con el tiempo del índice de servicio de tramos de una carretera, construidos sobre suelos expansivos y no expansivos.

El reemplazo de la arcilla expansiva es evidentemente una solución excelente desde el punto de vista mecánico, pero frecuentemente no practicable, - sea por razones económicas o de dificultad de excavación; es obvio que el material desplazado habrá de ser substituido por otro inactivo, que ha de ser transportado, tendido y compactado, todo lo cual contribuye a elevar el costo de la solución. La incorporación de materiales inactivos en la proporción adecuada, para reducir las expansiones a niveles convenientes, es una magnífica solución cuando los materiales inactivos están a mano y cuando los problemas se detectan antes de la construcción; en la experiencia mexicana existen muchos casos en que la incorporación de un 10 ó un 15% de otro material, ha permitido usar suelos originalmente expansivos en el cuerpo de las terracerfas o aún en la capa subrasante de muchas obras viales, con buen comportamiento posterior. Si el imprescindible estudio geotécnico previo puso oportunamente de manifiesto el problema, con un estudio de laboratorio fácil y rápido, puede en muchos casos diseñarse una mezcla que garantice un buen comportamiento y permita utilizar materiales económicos, que de otro modo habrían de ser desechados.

En los últimos años se ha desarrollado alguna experiencia en el mejoramiento de las cualidades de expansión de los suelos por añadido de aditivos - que reaccionen químicamente con él. La cal hidratada ha dado buenos resultados en el tratamiento de capas no muy gruesas (15-30 cm). Soluciones de este estilo a base de estabilización de suelos, tienen la doble ventaja de ayudar a resolver los problemas de expansión y los de capacidad estructural y proyecto general del pavimentó; se ha visto también que las capas estabilizadas - constituyen una buena barrera en los procesos de humedecimiento y secado; en

no natural o a las terracerfas, según el caso. El método anterior ha sido utilizado sobre todo en zonas destinadas a la construcción de edificios, y no se tienen respecto a él experiencias en vías terrestres. De todas maneras el humedecimiento intenso, previo a la construcción de los materiales expansivos - debe verse como una operación que mejora su comportamiento futuro.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

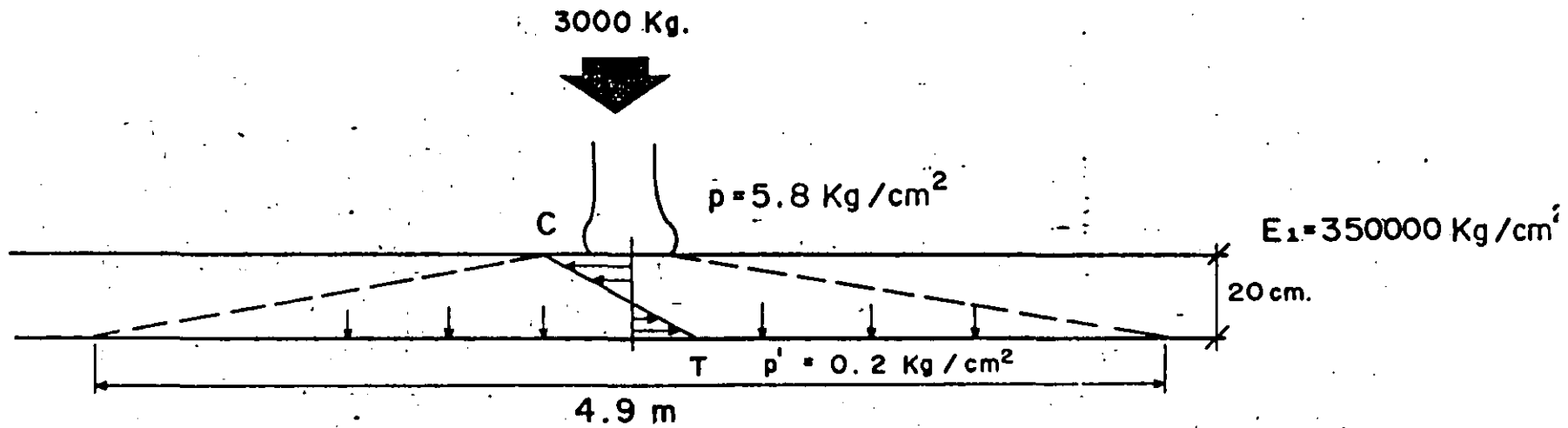
Del 24 al 31 de agosto de 1992

4. DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

**ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA
ING. MANUEL ZARATE AQUINO**

AGOSTO - 1992

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO RIGIDO

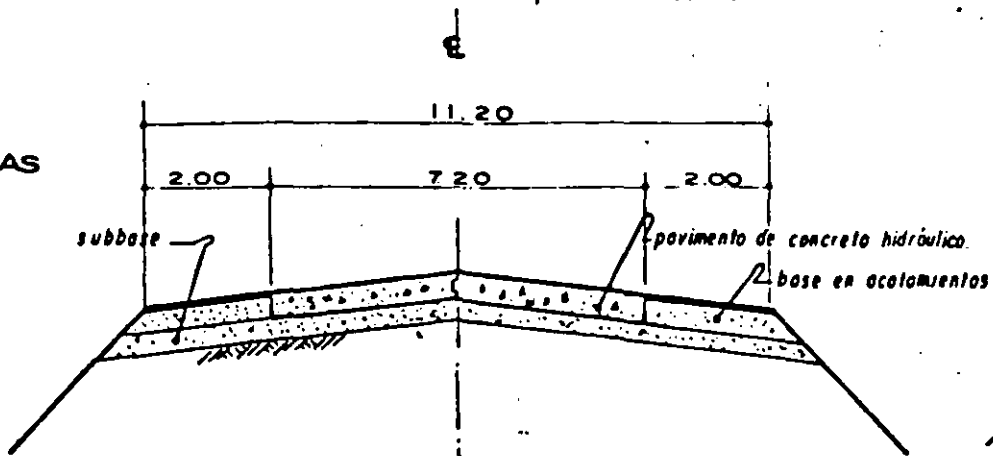


$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

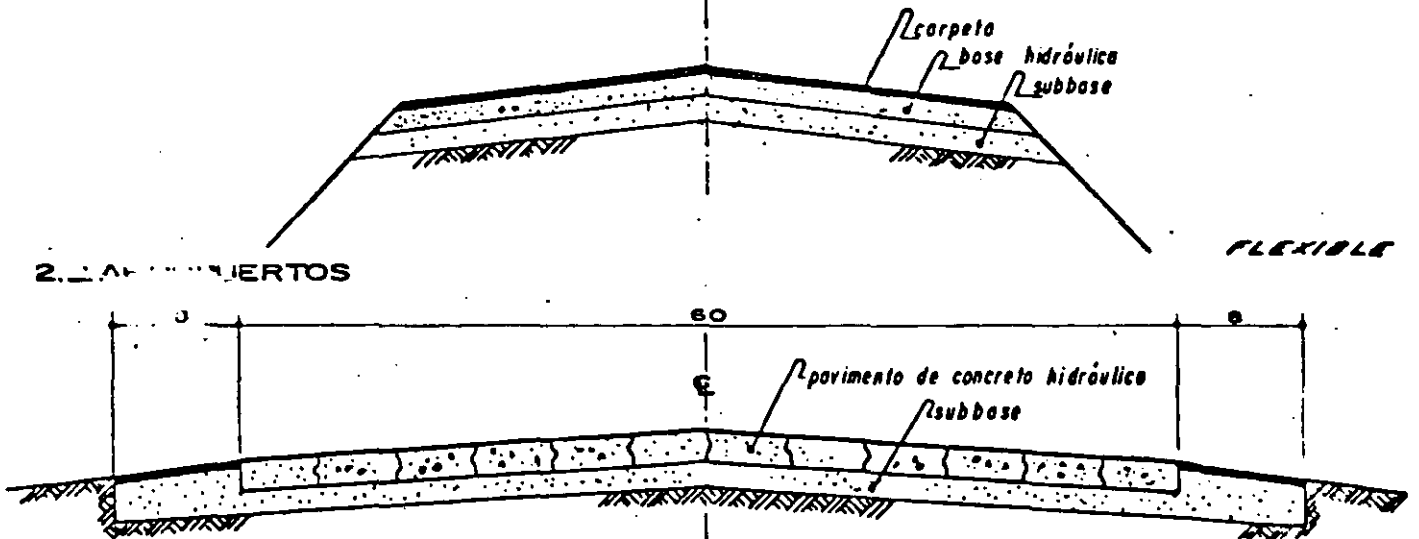
SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

1. CARRETERAS



RIGIDO

2. AVENIDAS

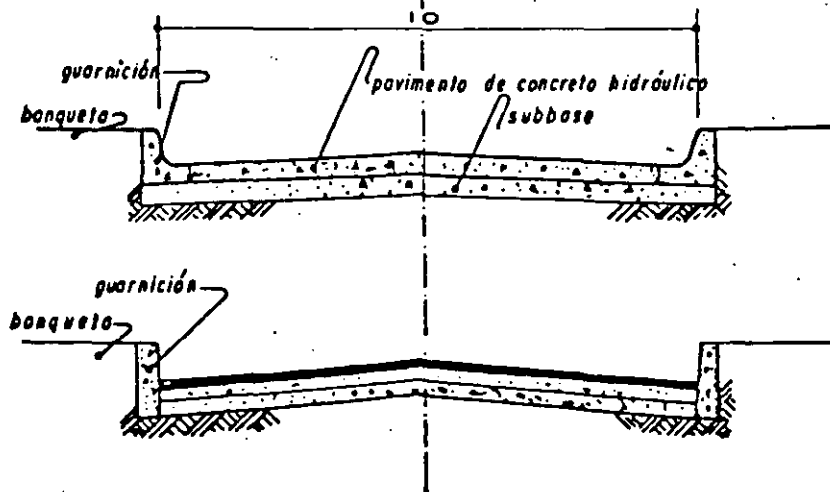


FLEXIBLE

RIGIDO

FLEXIBLE

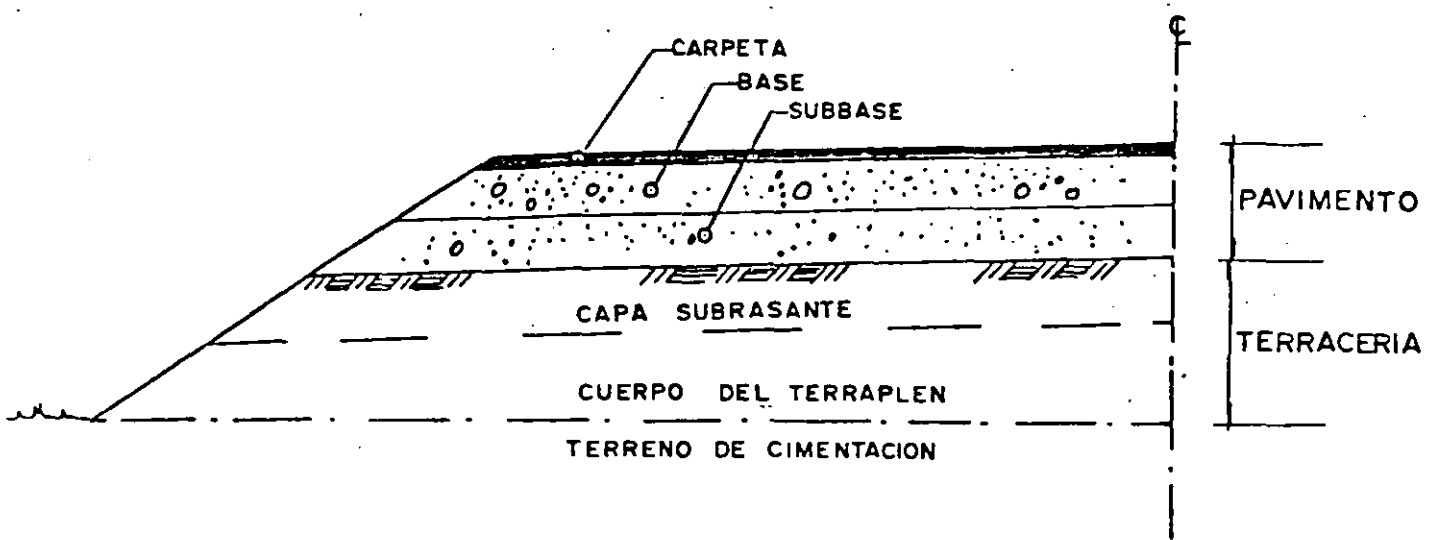
3. CALLES



RIGIDO

FLEXIBLE

FIGURA Nº 1



FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

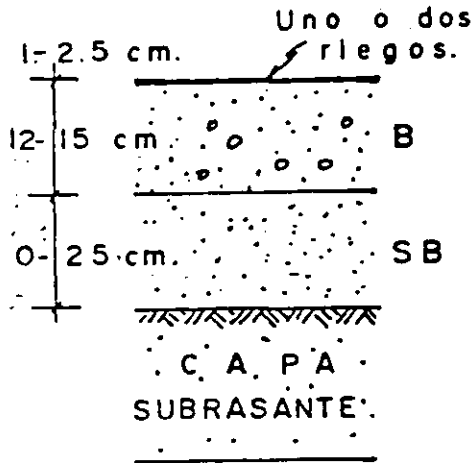
- SUBBASE.- TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
 TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
 REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
 REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO

- BASE.- SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.

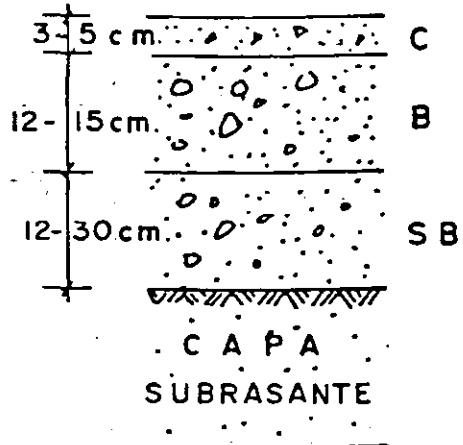
- CARPETA.- PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO CARRETERO.

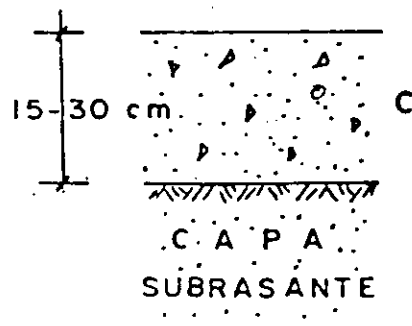
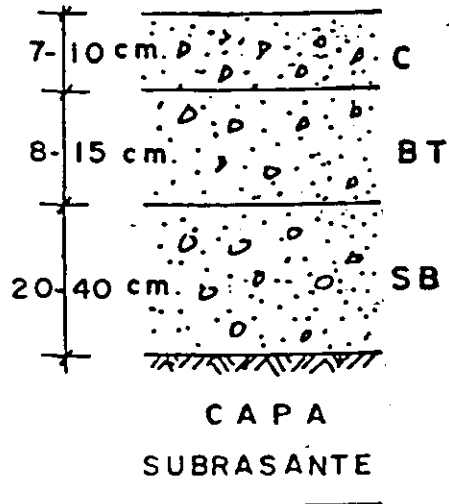
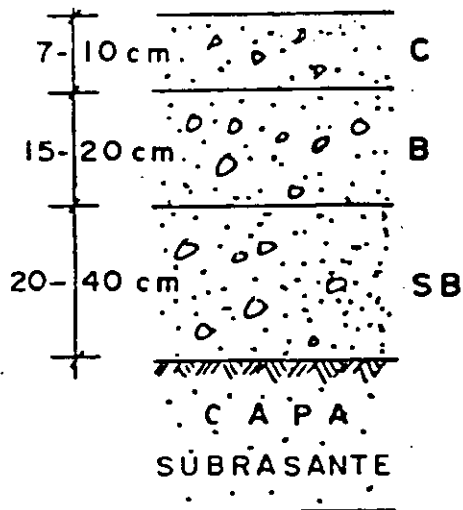
LIGERO



MEDIANO



PESADO



EL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE VARIA ENTRE 30 Y 50 cm.

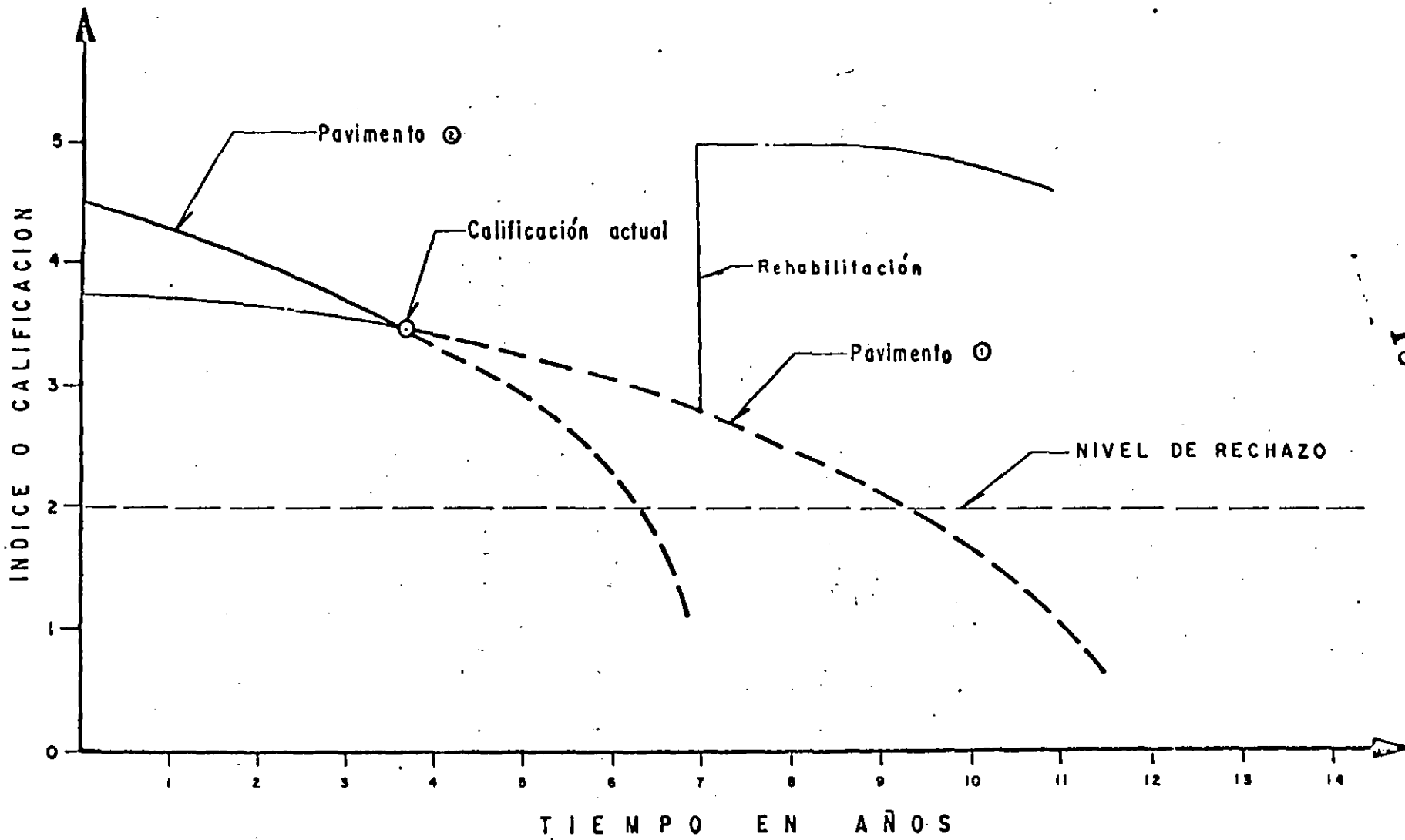
CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR
- CARGA EQUIVALENTE

ESTRUCTURAL.- COLAPSO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO O DE ALGUNO DE SUS COMPONENTES, DE TAL MANERA QUE EL PAVIMENTO ES INCAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS O BIEN, SE REDUCE A UNA INTERRUPCION EN SU CONTINUIDAD O INTEGRIDAD. PUEDE DEGENERAR EN FALLA FUNCIONAL.

TIPO DE FALLA

FUNCIONAL.- EL PAVIMENTO NO CUMPLE CON SU FUNCION PRIMORDIAL, PROVOCANDO INCOMODIDAD E INSEGURIDAD EN EL USUARIO, ASI COMO ESFUERZOS IMPREVISTOS EN LOS VEHICULOS. NO SIEMPRE ESTA ACOMPAÑADA DE FALLA ESTRUCTURAL.



18

3

FIGURA N° 3

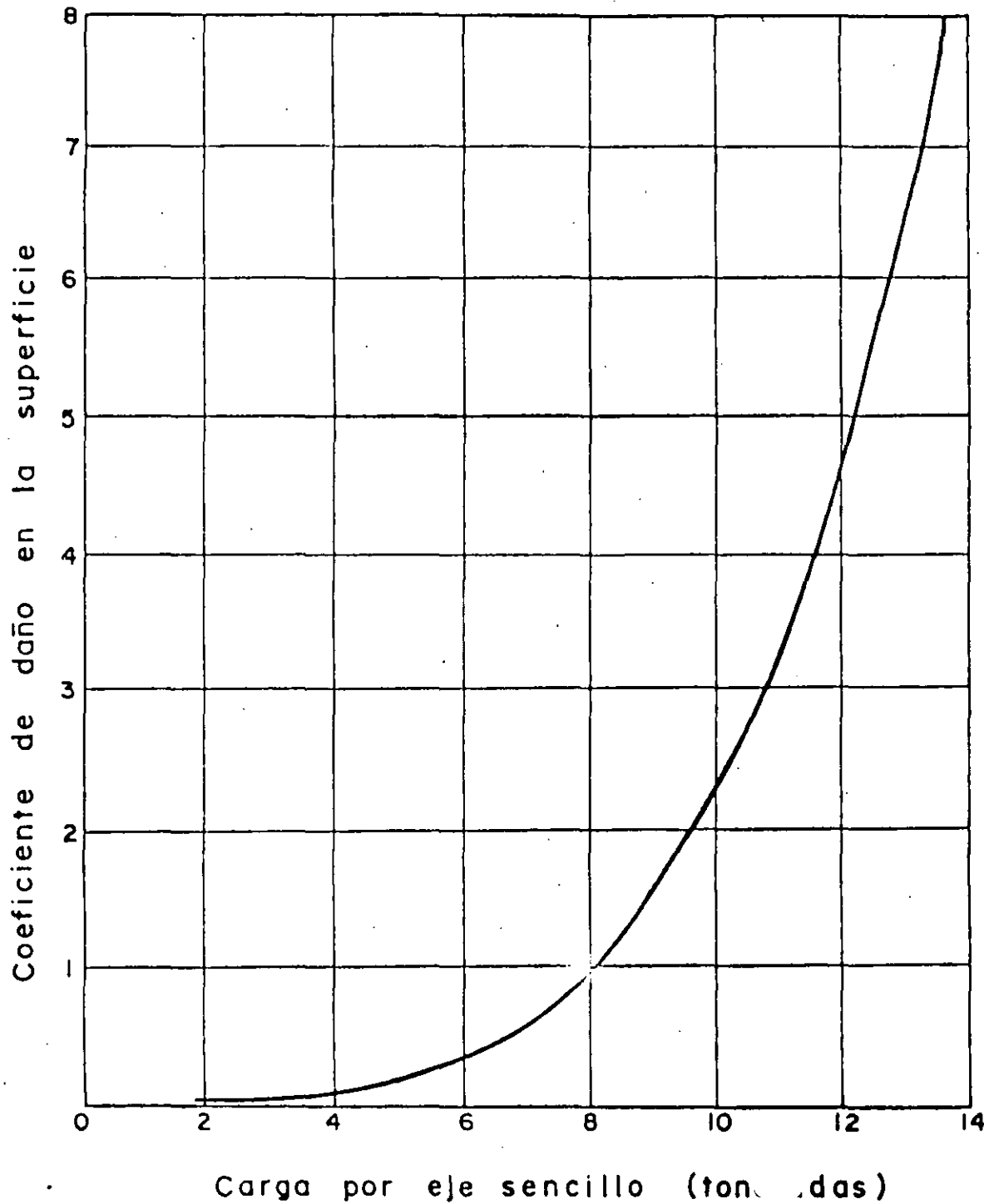
132

INDICE DE ESPESOR

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

$$SN = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

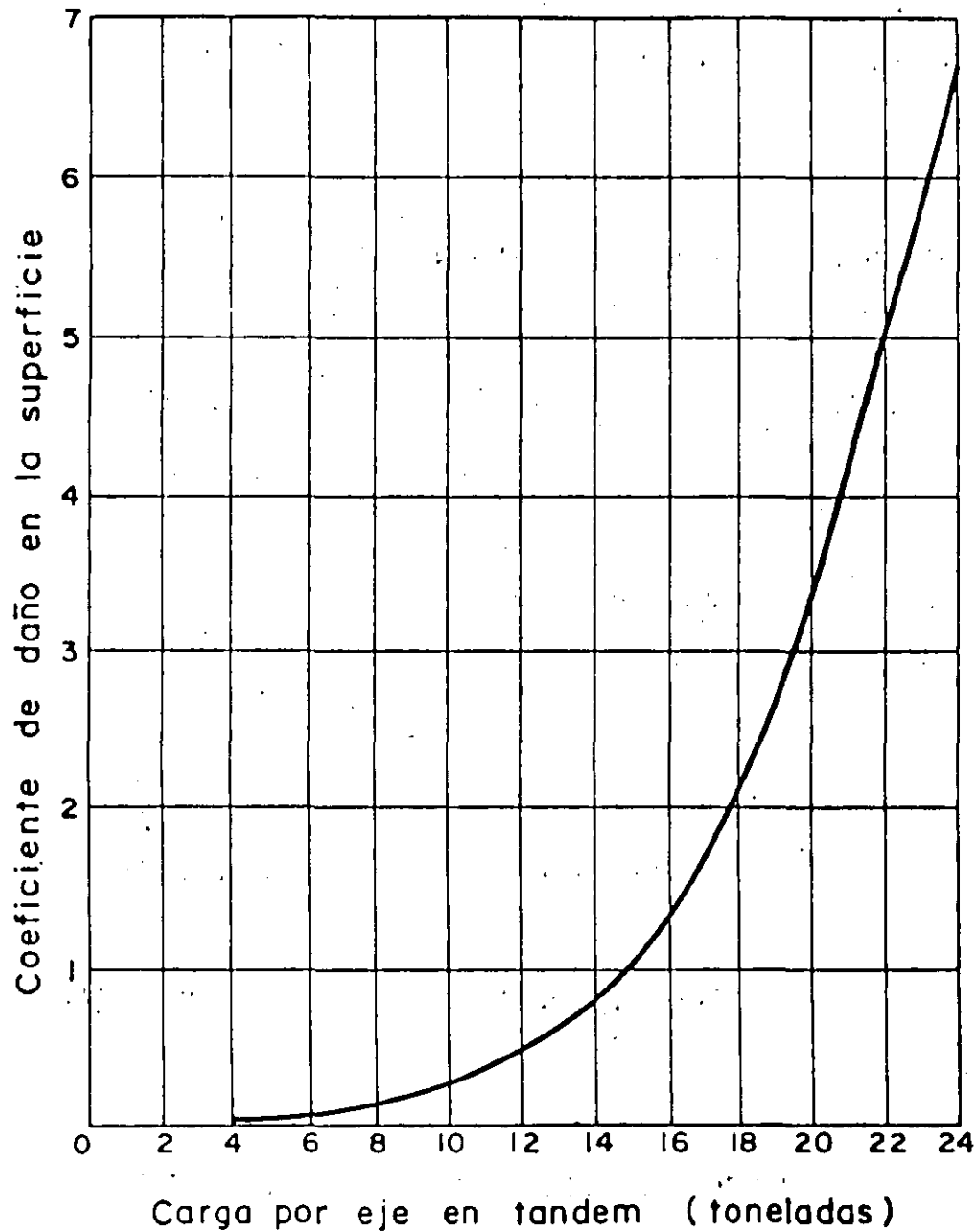
CARPETA CONCRETO ASFALTICO	D1
BASE GRAVA TRITURADA	D2
SUBBASE GRAVA Y ARENA	D3



Carga por eje sencillo	Coefficiente de daño
2.0 Toneladas	0.003
4.0 "	0.05
6.0 "	0.28
8.0 "	0.90
10.0 "	2.21
12.0 "	4.60
14.0 "	8.40

20

COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA PARA EJES SENCILLOS

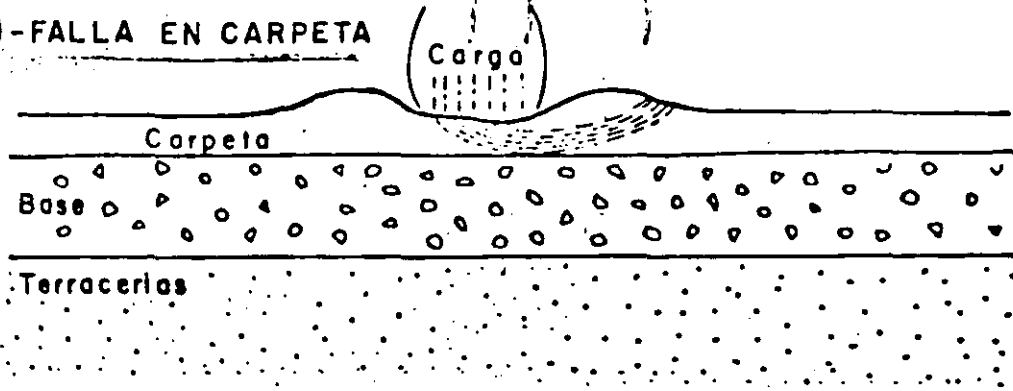


Carga por eje en tandem	Coeficiente de daño
4.0 Toneladas	0.005
8.0 "	0.08
9.0 "	0.129
12.0 "	0.40
16.0 "	1.29
20.0 "	3.16
24.0 "	6.55

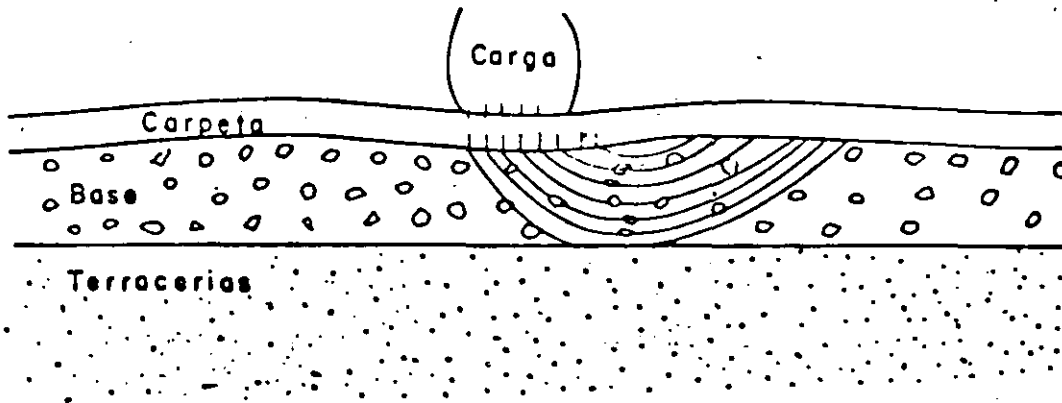
COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA
PARA EJES TANDEM

TIPOS DE FALLA

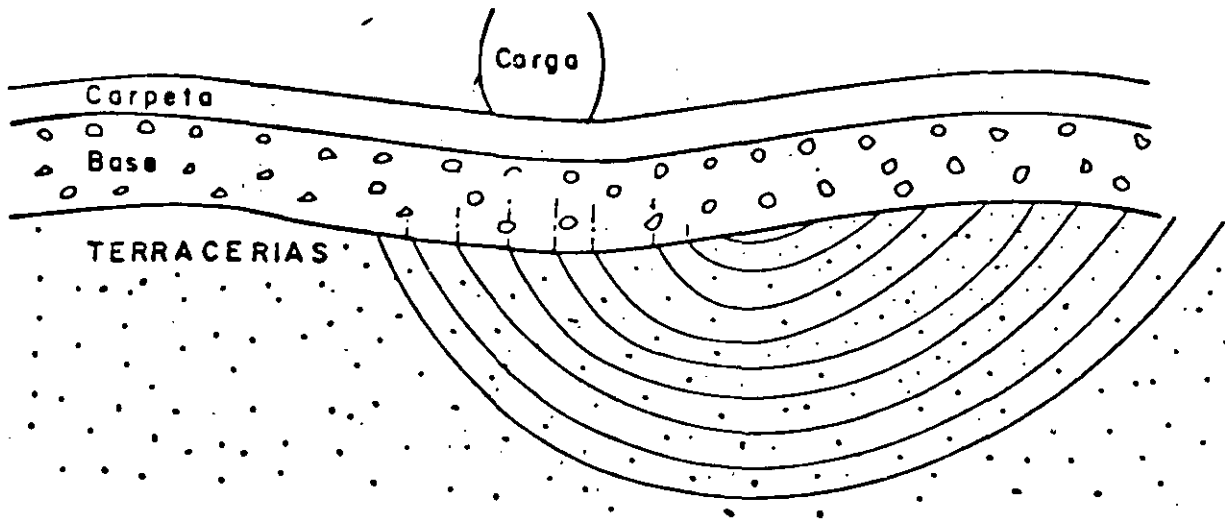
a) - FALLA EN CARPETA

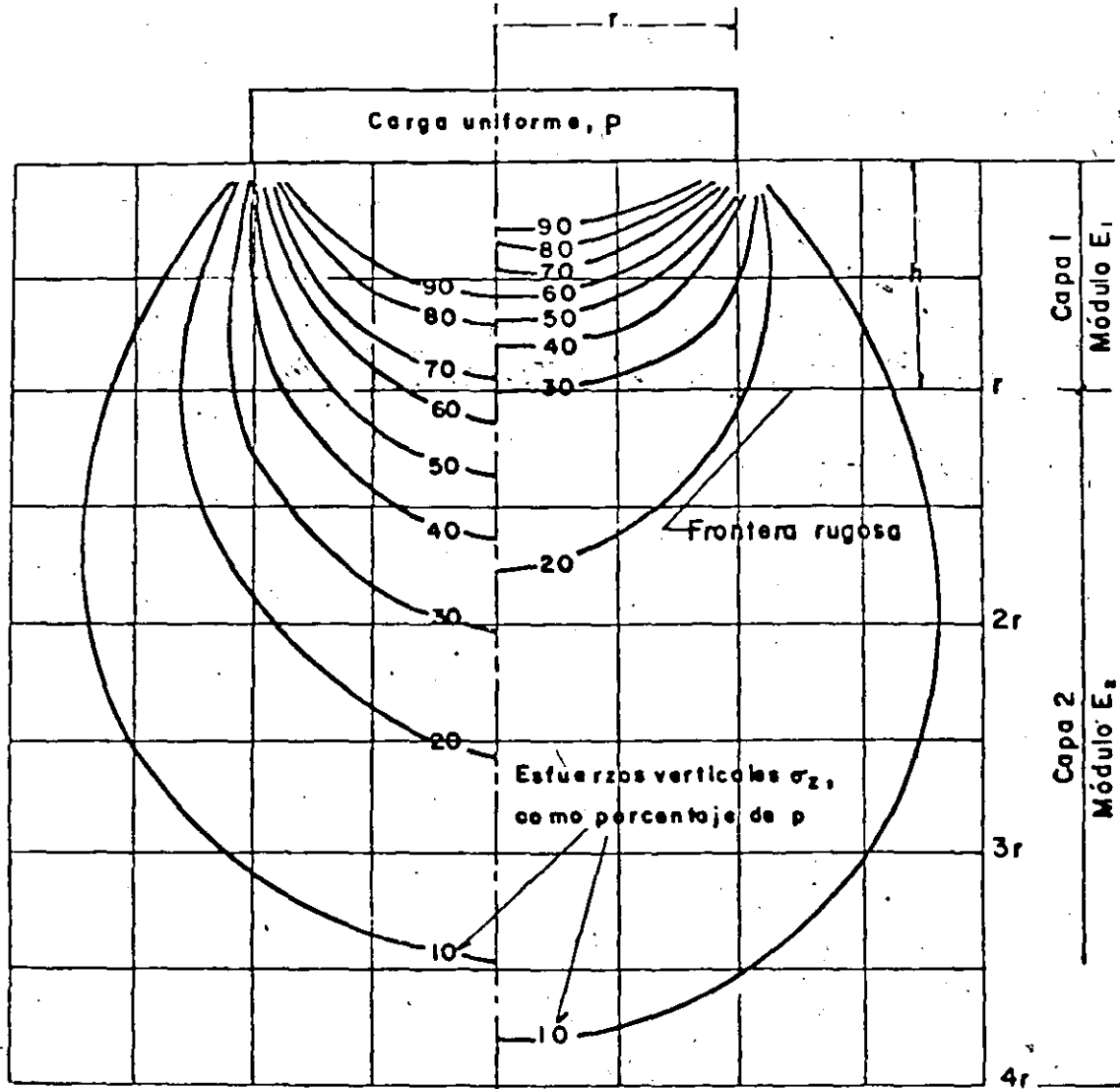


b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION





Medio homogéneo
 $\frac{E_1}{E_2} = 1$ (Boussinesq)

Sistema de dos capas
 $\frac{E_1}{E_2} = 10 \quad \mu = 1/2 \quad \frac{r}{h} = 1$ (Burmister)

COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGENEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS

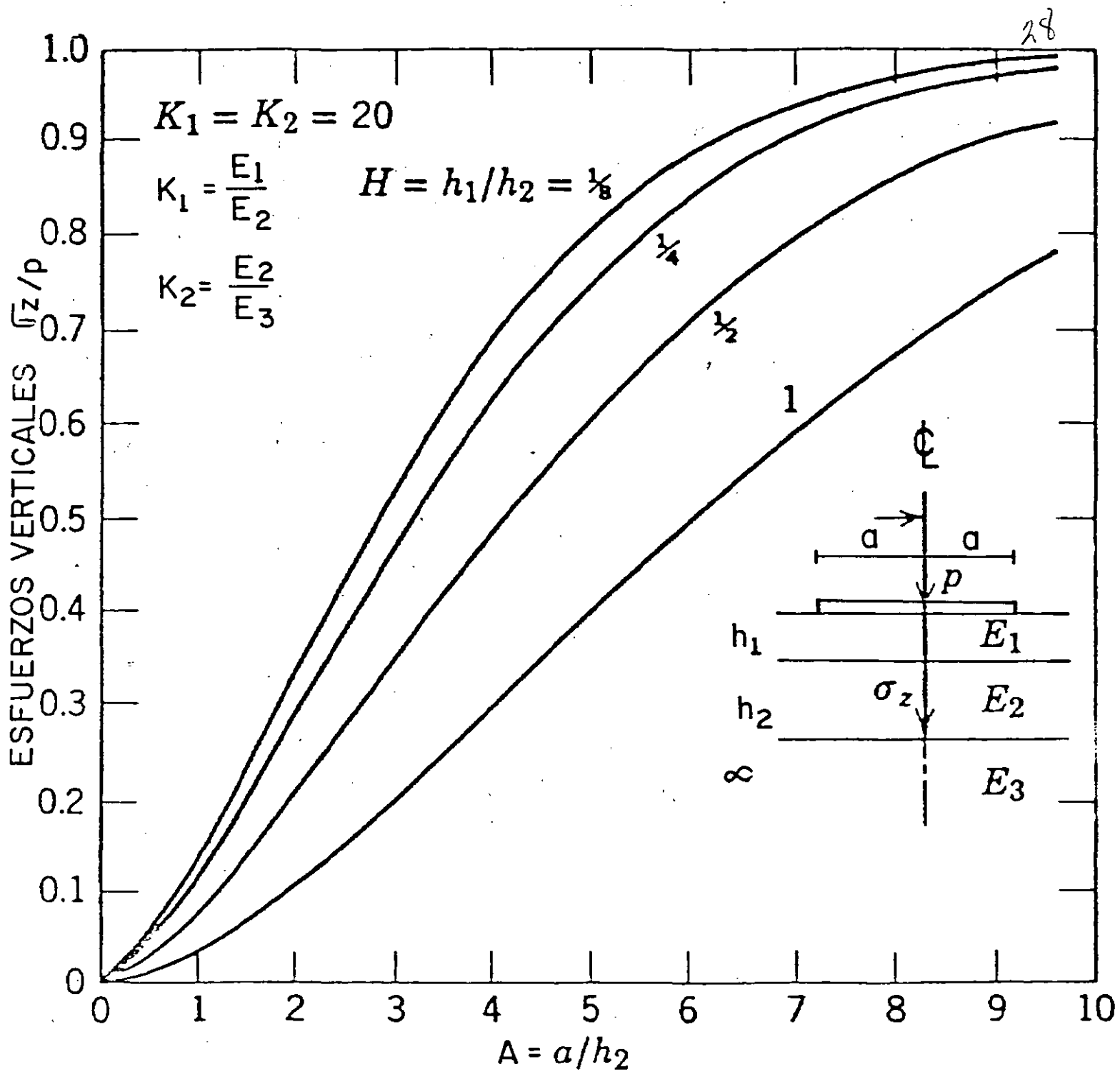


FIG 3.- ESFUERZOS VERTICALES EN LA SEGUNDA INTERFACE

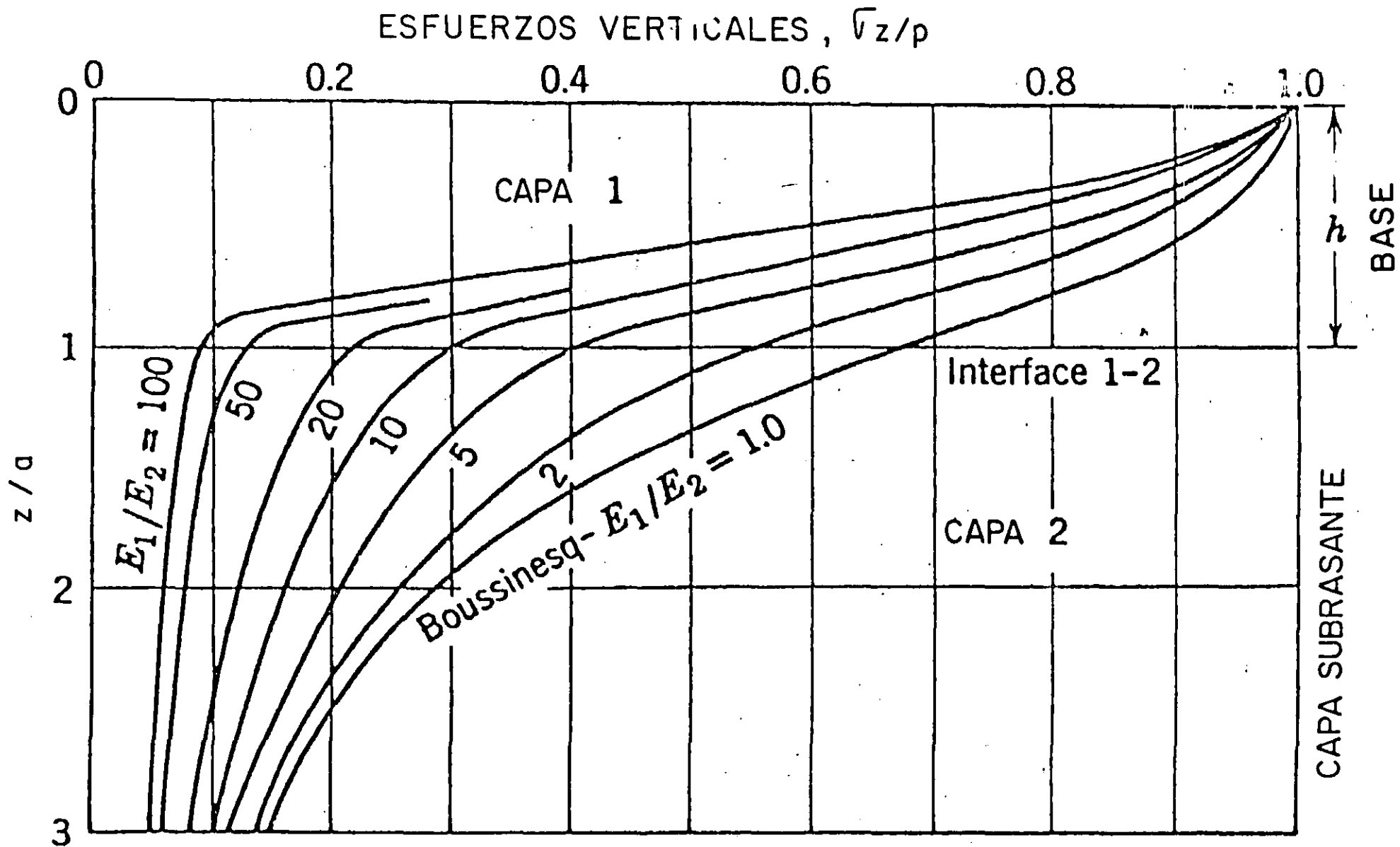
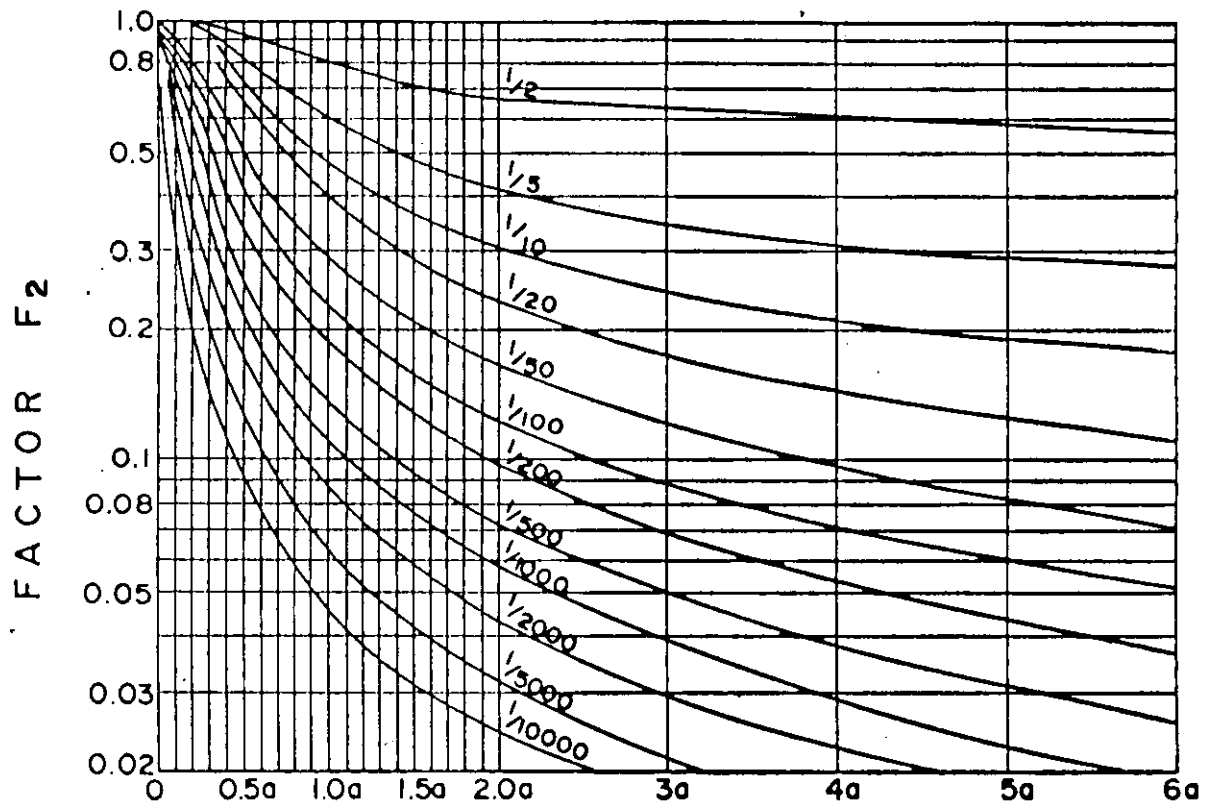
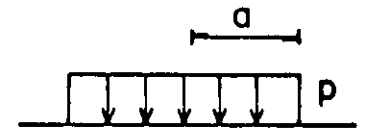


FIG 4.- CURVAS DE INFLUENCIA TIPICAS PARA UN SISTEMA DE DOS CAPAS



$$\Delta = 1.5 \frac{p_0}{E_2} F_2$$

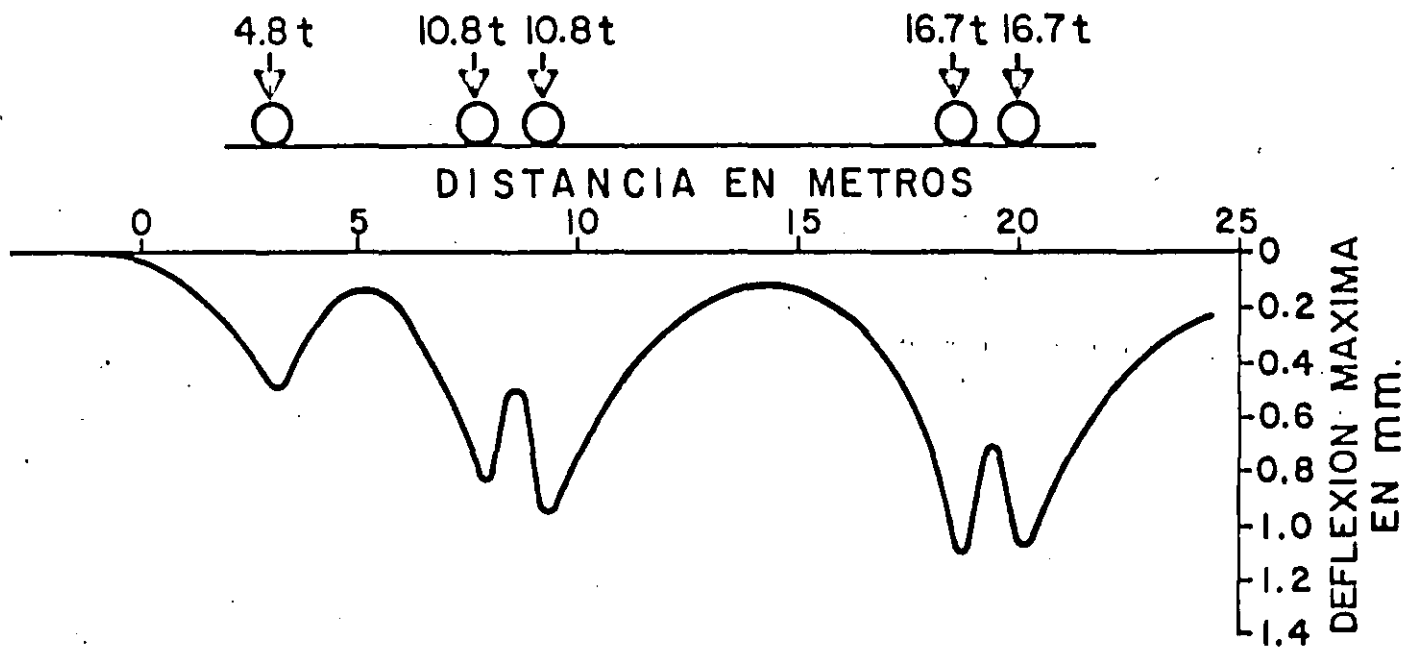


$$E_1 \cdot h_1$$

$$E_2 \cdot h_2 = \infty$$

ESPESOR DE LA CAPA DE REFUERZO, MULTIPLO DEL RADIO

TEORIA BICAPA



ESPESOR DE CARPETA 28.0 cm.

FIG 5.-DEFLEXIONES BAJO UN CAMION T3-S2

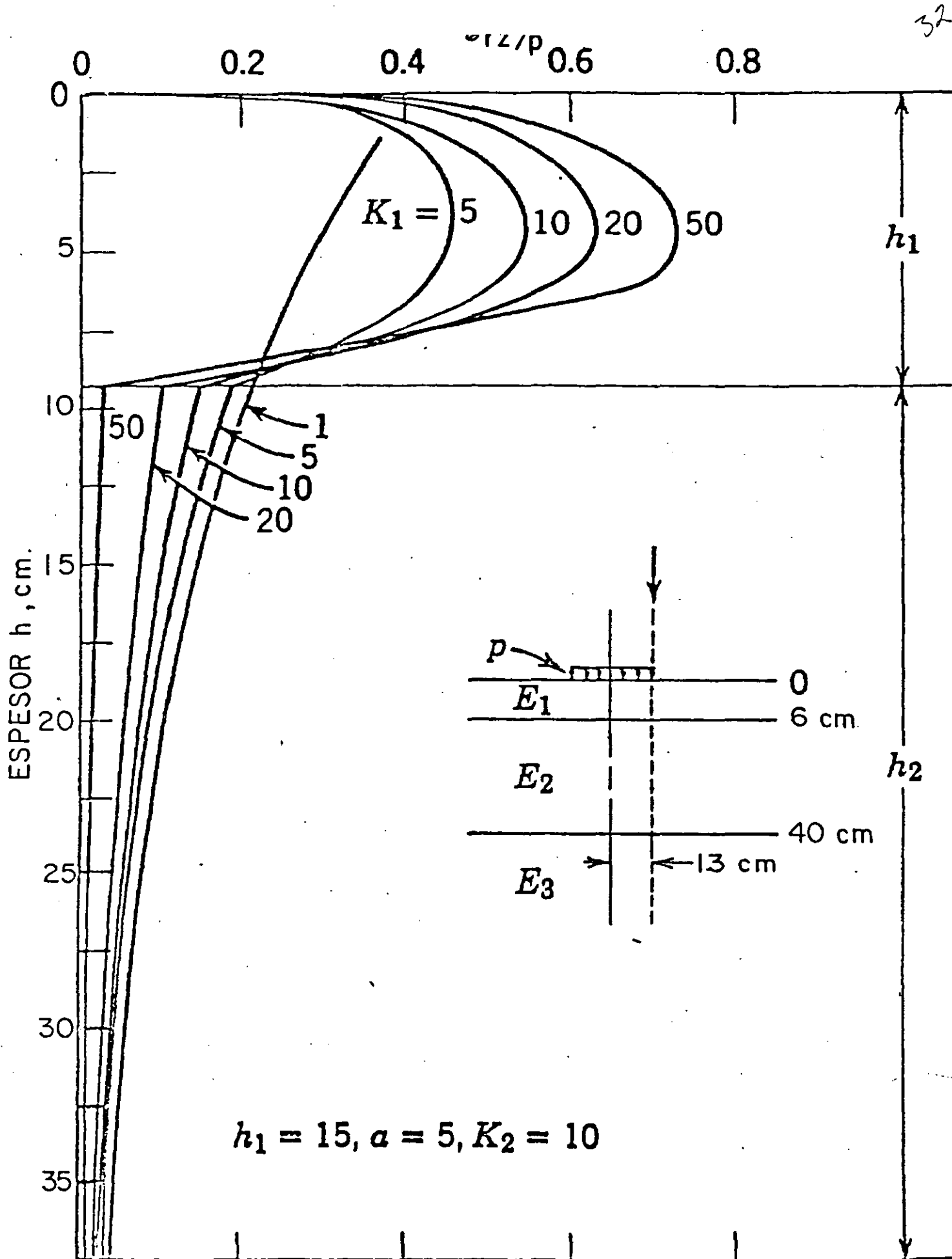


FIG. 6.- DISTRIBUCION TIPICA DE ESFUERZOS CORTANTES

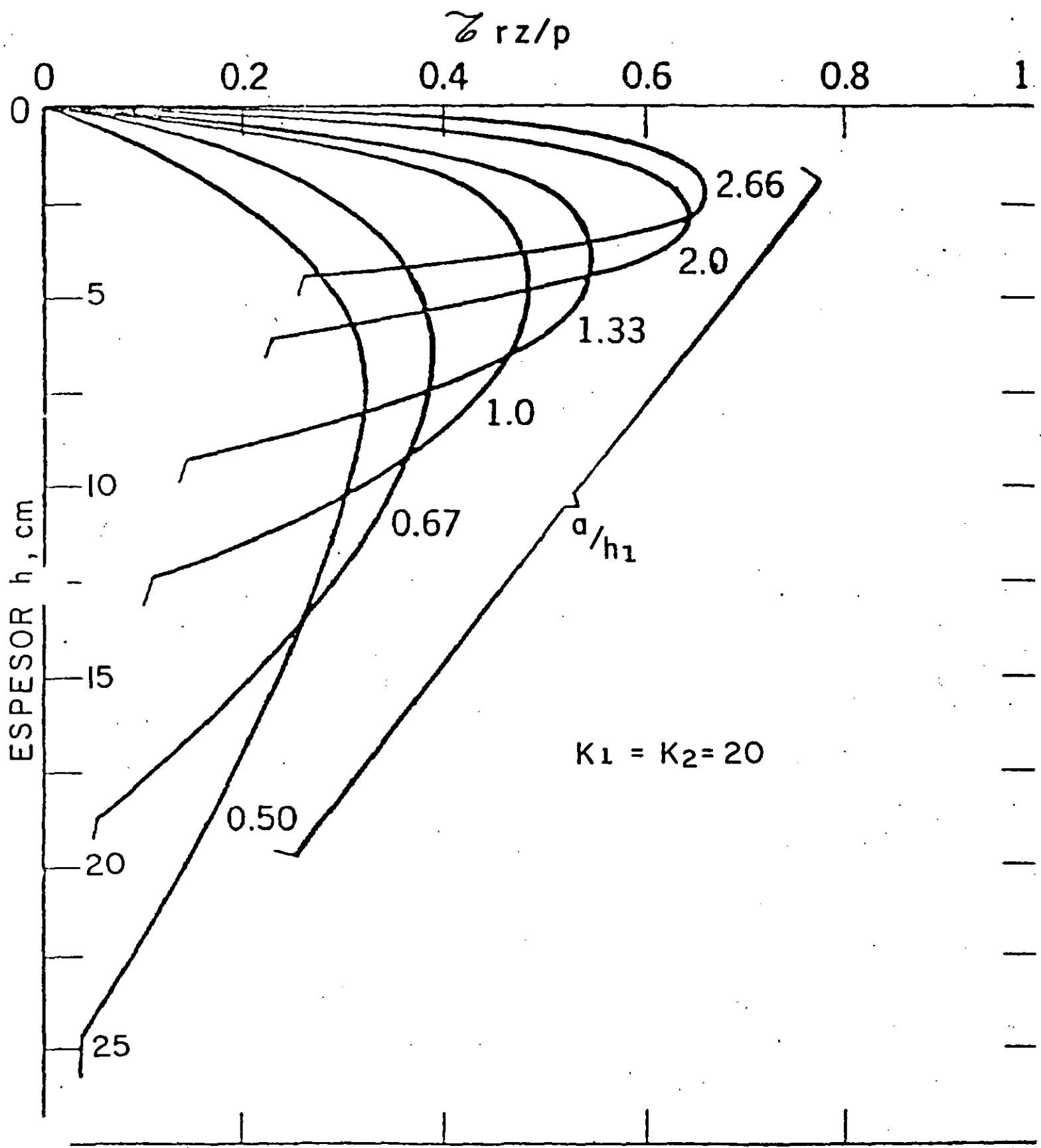


FIG. 7.- INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LA CARPETA EN EL ESFUERZO CORTANTE

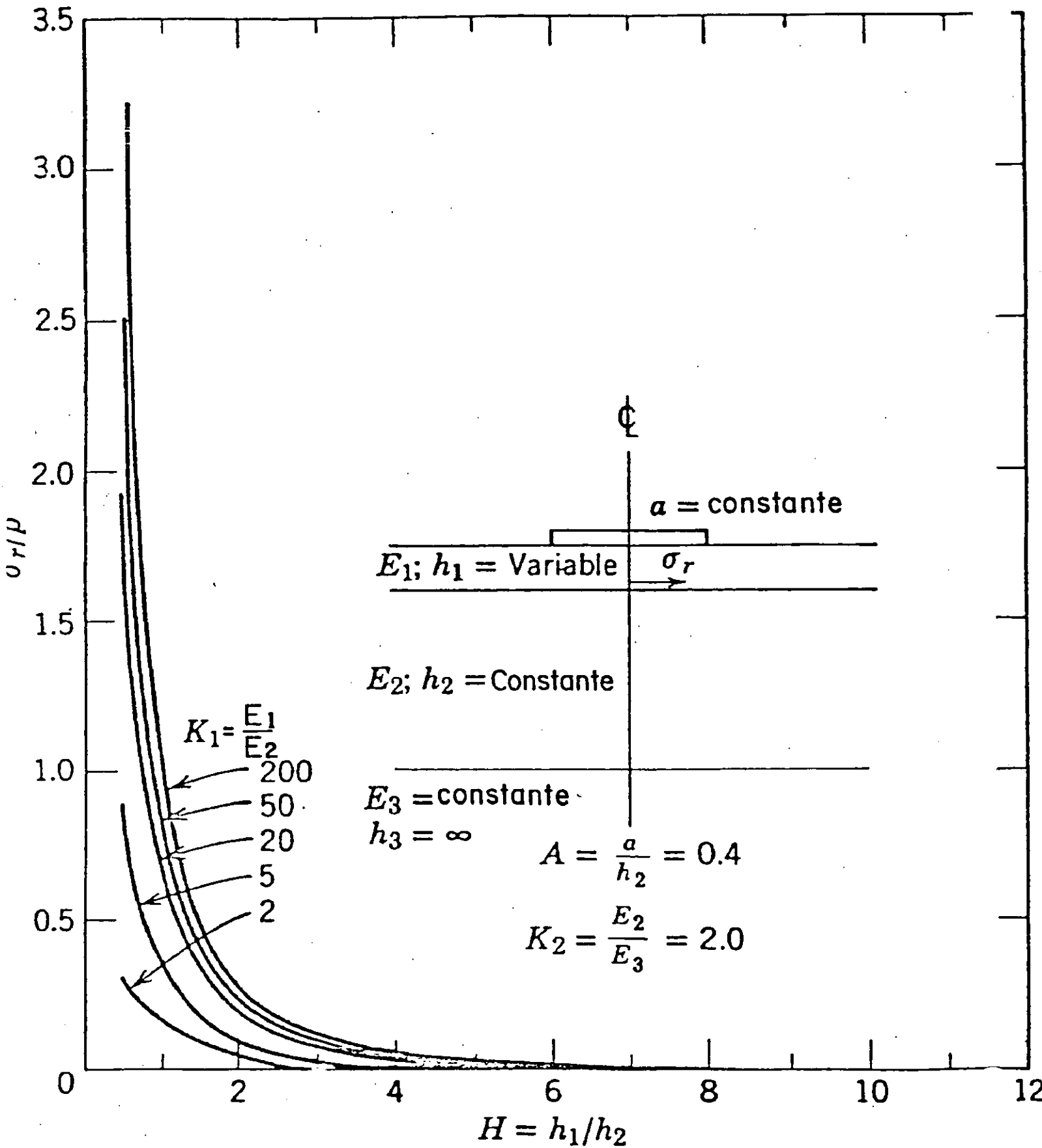


FIG 8.- ESFUERZOS HORIZONTALES DE TENSION EN EL LECHO INFERIOR DE LA CARPETA.

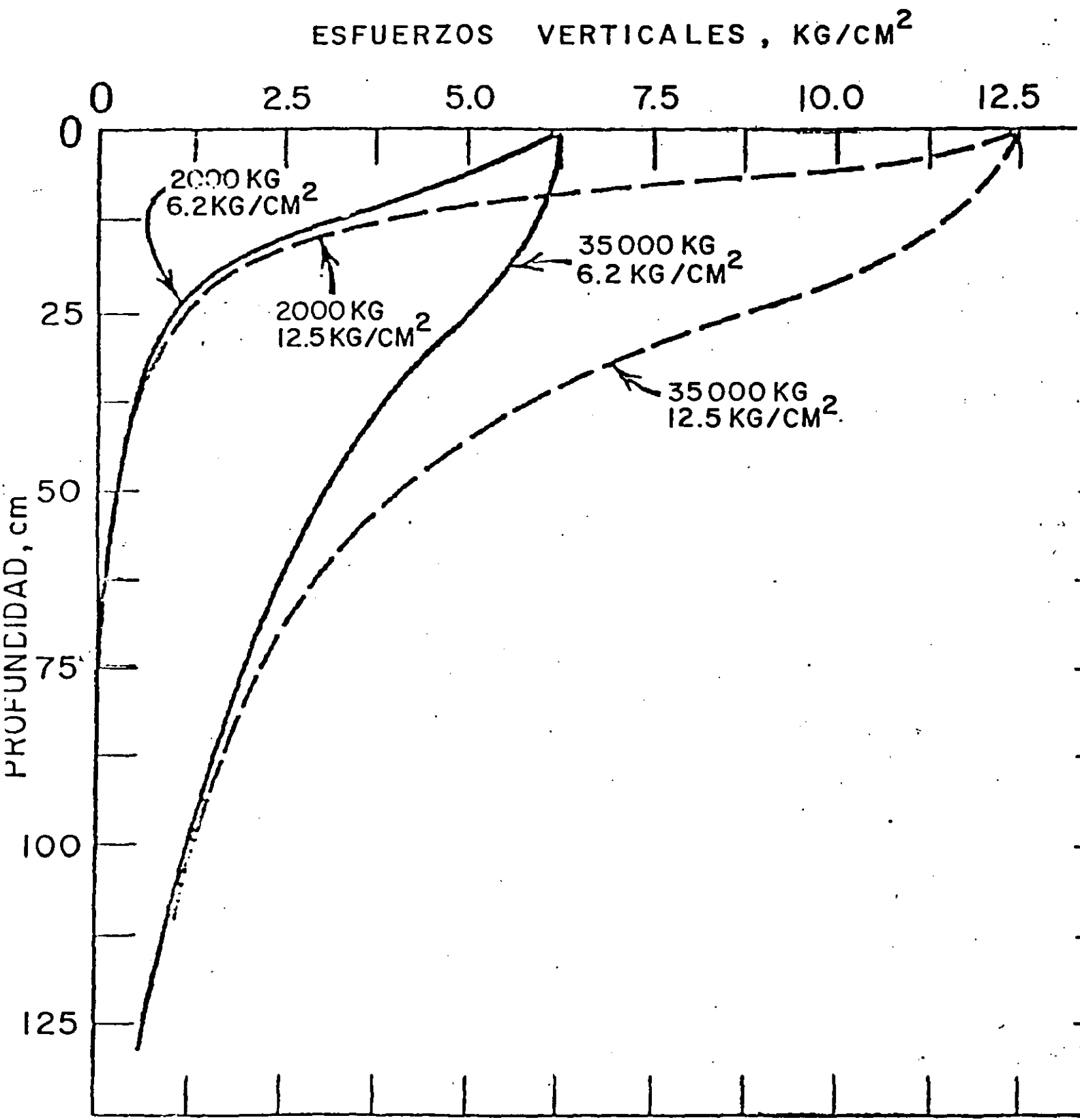


FIG.- 9 VARIACION DE LOS ESFUERZOS VERTICALES CON LA PROFUNDIDAD

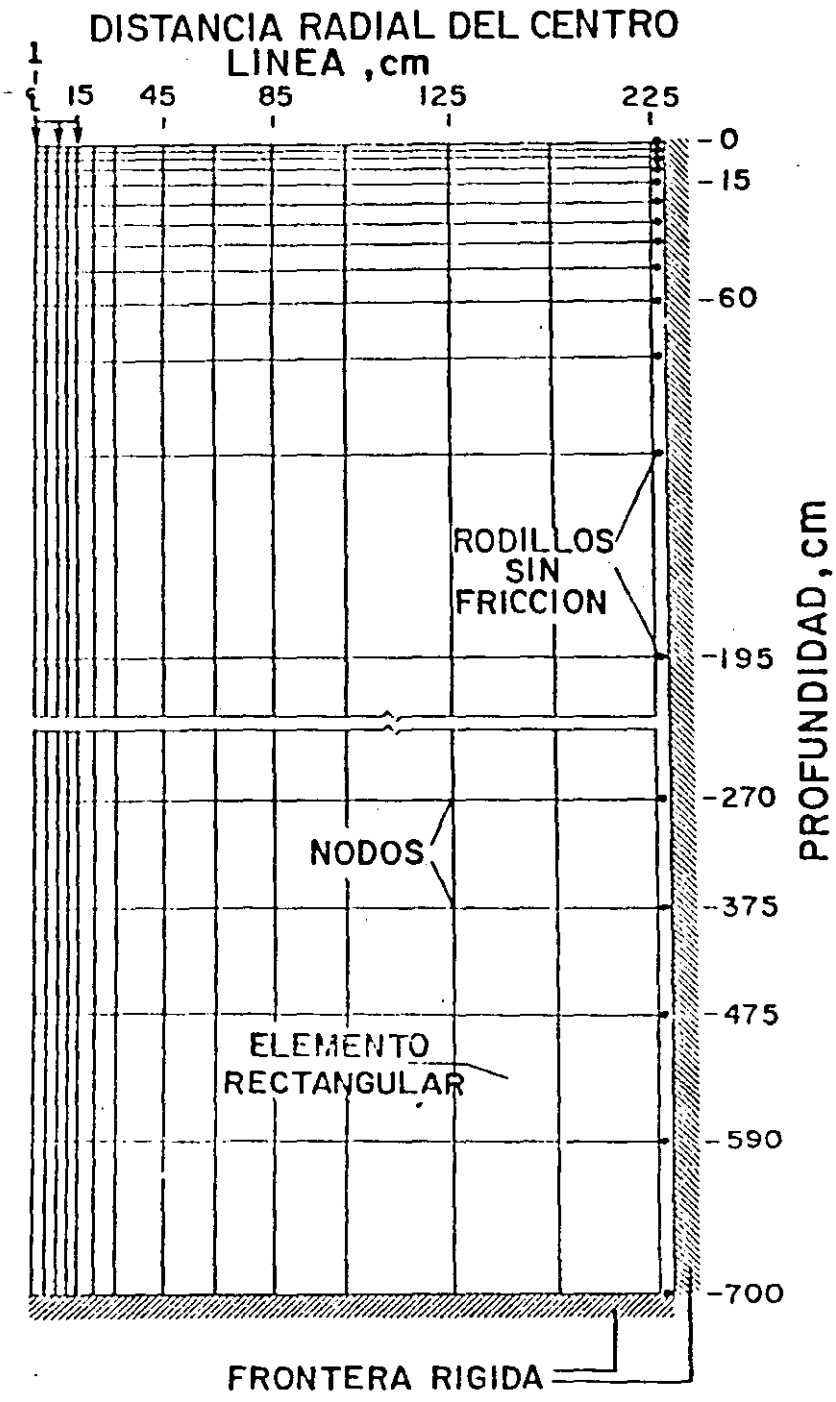


FIG II - IDEALIZACION DE UN SISTEMA DE PAVIMENTO SEGUN EL ELEMENTO FINITO.

LIMITACIONES DE LAS TEORIAS MULTICAPA (ALGUNAS)

- LA SIMETRIA NO SE VERIFICA SIEMPRE (ORILLA PAVIM, CERCA DE GRIETAS) EN DONDE LOS ESFUERZOS LLEGAN A SER MUY ALTOS Y POR LO TANTO PUEDEN OCURRIR EN TALES CONDICIONES DAÑOS SEVEROS.

- NO INCLUYEN EFECTOS VIBRATORIOS, QUE PUEDEN CONducIR A DAÑOS ACELERADOS PARA ALTAS VELOCIDADES Y/O SUPERFICIES RUGOSAS, PARTICULARMENTE EN BASES Y SUBBASES CON MATERIALES GRANULARES NO BIEN COMPACTADOS.

- LOS MODULOS DE LAS CAPAS SE ESCOGEN COMO "REPRESENTATIVO" EN LA REALIDAD ESTOS CAMBIAN CON LA PROFUNDIDAD Y LA POSICION LATERAL. LA TEORIA NO LINEAL DE ELEMENTO FINITO PUEDE SUPERAR EL PROBLEMA O LA TEORIA ELASTICA CON INTERACION.

METODOS DE DISEÑO

METODOS BASADOS EN PRUEBAS
SIMPLES DE RESISTENCIA

CBR (1925)

METODOS BASADOS EN PRUEBAS
ELABORADAS

PRUEBAS DE PLACA
PRUEBAS TRIAXIALES

(1945)

METODOS BASADOS EN ANALISIS
ESTRUCTURAL DE SISTEMAS MUL-
TICAPA

METODO SHELL
(1950)

METODOS BASADOS EN EVALUACION
ESTADISTICA DE COMPORTAMIENTO -
DE PAVIMENTOS

METODO AASHTO
(1965)

MODELOS BASICOS DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

LA FUNCION PRIMARIA DEL PAVIMENTO ES LA DE SERVIR AL USUARIO EN FORMA SEGURA, COMODA Y ECONOMICA. PARA SATISFACER ESTO EL PAVIMENTO EN GRAN MEDIDA DEBE TENER ADECUADA CAPACIDAD ESTRUCTURAL PARA SOPORTAR LAS CARGAS Y LOS FACTORES AMBIENTALES. EL ANALISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL BAJO TALES INFLUENCIAS DE SUERTE QUE PUEDA ESTIMARSE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL, ES CLAVE EN LOS ASPECTOS DE DISEÑO. PARA ELLO EXISTEN VARIOS MODELOS SI BIEN LA MAYORIA NO SON DEL TODO PRECISOS SI PROPORCIONAN BASES PARA ESTIMAR O PREDECIR LA OCURRENCIA DE DETERIOROS TALES COMO LOS AGRIETAMIENTOS POR FATIGA.

VARIABLES DEL TRANSITO

COMPRENDE A UNA DE LAS MAS DIFICILES QUE CONFRONTA EL DISEÑADOR.

- 1 - CARGA POR RUEDA, POR EJE Y CARGA TOTAL
- 2 - NUMERO Y SECUENCIA DE APLICACIONES DE CARGA
- 3 - VELOCIDAD DEL VEHICULO
- 4 - DISTRIBUCION DE CARGAS (LATERAL Y POR CARRIL)
- 5 - PRESION DE LLANTAS
- 6 - CONFIGURACION DE EJES Y RUEDAS.

PRINCIPALES OBJETIVOS DE DISEÑO

- SELECCIONAR LA ESTRATEGIA DE MAXIMA O "RAZONABLE" ECONOMIA, SEGURIDAD Y SERVICIABILIDAD.
- CONSIDERAR TODAS LAS ESTRATEGIAS POSIBLES
- DISPONER DE MODELOS DE MAYOR PRECISION POSIBLE PARA PREDECIR LA SERVICIABILIDAD, SEGURIDAD Y DETERIOROS DE LAS ALTERNATIVAS CONSIDERADAS
- DISPONER DE METODOS PRECISOS PARA ESTIMAR LOS COSTOS Y BENEFICIOS
- ESTABLECER ADECUADA TRANSFERENCIA E INTERCAMBIO DE INFORMACION ENTRE EL PERSONAL DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO
- USO EXTENSIVO DE MATERIALES LOCALES Y DE MANO DE OBRA

RESTRICCION DE DISEÑO

- 1 - DISPONIBILIDAD DE TIEMPO Y FONDOS (PARA CONDUCIR LA CONSTRUCCION Y EL DISEÑO MISMO)
- 2 - MINIMO NIVEL DE SERVICIO PERMITIDO ANTES DE LA REHABILITACION.
- 3 - DISPONIBILIDAD DE MATERIALES
- 4 - MINIMO O MAXIMO ESPESOR DE CAPA
- 5 - TIEMPO MINIMO ENTRE SOBRECARPETAS Y/O RIEGOS DE SELLO
- 6 - CAPACIDAD DE LOS PROCESOS DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO
- 7 - CAPACIDAD DE EFECTUAR LOS ENSAYES
- 8 - CAPACIDAD DE LOS MODELOS ECONOMICOS Y ESTRUCTURALES DISPONIBLES.
- 9 - CALIDAD Y EXTENSION DE LA INFORMACION DISPONIBLE PARA EL DISEÑO

LA IMPORTANCIA DE LAS ANTERIORES RESTRICCIONES VARIA CON LAS CONDICIONES DE DISEÑO Y DEL ORGANISMO INVOLUCRADO.

ALTERNATIVAS DE MATERIALES

- CONCRETO ASFALTICO
- MEZCLA ASFALTICA
- BASE TRATADA CON ASFALTO
- BASE TRATADA CON CAL
- BASE TRATADA CON CEMENTO
- BASE GRANULAR
- SUB-BASE GRANULAR, ETC.

ALGUNOS PUEDEN SER MUTUAMENTE EXCLUYENTES

UNA VARIEDAD DE MATERIALES PUEDEN SER POSIBLES O DISPONIBLES PARA UNA O MAS DE ESTAS CAPAS

RESUMEN: LA ESTRATEGIA DE DISEÑO DEBE INCLUIR NO SOLO EL ESPESOR DE LAS CAPAS SINO TAMBIEN TIPO DE MATERIALES Y POLITICAS DE CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO Y EVALUACION. CUANDO TODAS LAS ALTERNATIVAS PARA ESTAS ESTRATEGIAS DE DISEÑO HAN SIDO GENERADAS ELLAS PUEDEN SER ANALIZADAS Y EVALUADAS ECONOMICAMENTE PARA SELECCIONAR LA MEJOR.

EN GENERAL NO ES POSIBLE GENERAR TODAS LAS ALTERNATIVAS MANUALMENTE, SE REQUIERE EL USO DE LAS COMPUTADORAS EN DONDE EL DISEÑADOR SIMPLEMENTE INCLUYA LO SIGUIENTE:

- 1.- CAPAS DE MATERIALES QUE DEBEN SER CONSIDERADOS
- 2.- MINIMO Y MAXIMO ESPESOR DE CAPA PARA CADA TIPO DE MATERIAL Y CAMBIOS EN LOS INCREMENTOS DE ESPESOR QUE VAN A USARSE
- 3.- TIEMPO MINIMO PARA LA COLOCACION DE LA PRIMER SOBRECARPETA Y LAPSO ENTRE SOBRECARPETAS.

SE DEBE SEGURAR QUE TODAS LAS ALTERNATIVAS POSIBLES HAN SIDO GENERADAS.

ACTIVIDADES EN LA FASE DE DISEÑO

- INFORMACION REQUERIDA
- GENERACION DE ALTERNATIVAS DE ESTRATEGIAS DE DISEÑO
- EVALUACION ECONOMICA
- OPTIMIZACION (DE LAS ESTRATEGIAS)

PRINCIPALES: OBJETIVOS QUE DEBE SATISFACER UN PAVIMENTO

- MAXIMA O "RAZONABLE" ECONOMIA (EN TERMINOS TANTO DEL ORGANISMO COMO DEL USUARIO)
- MAXIMA O ADECUADA SEGURIDAD
- MAXIMA O RAZONABLE SERVICIABILIDAD EN EL PERIODO DE DISEÑO.

47

CARACTERIZACION DE LOS INSUMOS (INPUTS) FISICOS DE DISEÑO

- 1 - CARACTERIZACION DEL TRANSITO; USUALMENTE EXPRESADA EN TERMINOS DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TON (18000 LBS)
- 2 - CARACTERIZACION AMBIENTAL: DE MUY DIFICIL VALUACION QUE USUALMENTE SE SIMPLIFICA CON CRITERIOS EMPIRICOS COMO EL FACTOR REGIONAL "R" O EN TERMINOS DE SERVICIABILIDAD CON EL TIEMPO.
- 3 - CARACTERIZACION DE MATERIALES
PROPIEDADES INDICE

PROPIEDADES FUNDAMENTALES:

- 1 - MODULOS PARA CADA UNA DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO Y LA CAPA SUBRASANTE
- 2 - RELACION DE POISSON INDIVIDUAL PARA CADA CAPA
- 3 - CARACTERISTICAS ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO (ANALISIS VISCOCLASTICOS)
- 4 - VALORES LIMITE DE RESISTENCIA O DEFORMACION

PARA DETERMINAR ESTAS PROPIEDADES EXISTEN DIVERSOS METODO DE ENSAYE

VARIABLES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

45

- CARGA
 - Magnitud de las cargas
 - Configuración de las llantas y espaciamientos entre ellas
 - Número de ejes
 - Presión de inflado
 - Presión de contacto
 - Superficie del área de contacto
 - Número de repetición de cargas, cambios anuales y estacionales
 - Tasa de crecimiento
 - Distribución de tránsito en la sección transversal
 - Vida de proyecto del pavimento antes de que requiera una reconstrucción
 - Criterio de falla
 - Tipo de impacto.

- REGIONALES
 - Temperatura
 - Régimen de precipitación
 - Precipitación media anual
 - Nivel freático
 - Geología
 - Topografía..

- ESTRUCTURALES
 - Características de las capas que constituyen el pavimento
 - Espesores
 - Resistencias
 - Deformabilidad
 - Disponibilidad de materiales
 - Costo
 - Respuesta bajo condiciones regionales

- COMPORTAMIENTO
 - Seguridad
 - Serviciabilidad
 - Durabilidad
 - Depende de la interacción entre características estructurales, solicitaciones de tránsito, clima, regionales y -- tipo de conservación.

- CONSERVACION
 - Tipo de conservación requerido
 - Frecuencia

- CRITERIOS DE DECISION
 - Disponibilidad de fondos
 - Costos de construcción, conservación, operación
 - Confiabilidad
 - Seguridad, calidad de operación y tipo de conservación
 - Impacto ambiental.

- CONSTRUCCION
 - Control de calidad
 - Disponibilidad de equipo y personal
 - Nivel tecnológico
 - Recursos industriales.

PARAMETROS AMBIENTALES

- TIPO DE SUELO
- TOPOGRAFIA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE SUPERFICIAL Y SUBDRENAJE
- TEMPERATURA AMBIENTE.

PARAMETROS DE CONSTRUCCION

- CONTROL DE CALIDAD
- EXPERIENCIA DEL PERSONAL
- DISPONIBILIDAD DEL EQUIPO

50

PARAMETROS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE
- TIPO Y CALIDAD DE LOS MATERIALES DISPONIBLES
- ESTABILIZACION DE SUELOS
- DISPONIBILIDAD DE EQUIPO DE PRUEBAS.

PARAMETROS OPERACIONALES

- CONTROL DE TRANSITO DURANTE LA CONSTRUCCION
- CONTROL DE TRANSITO DURANTE MANTENIMIENTO
- CONTROL DE TRANSITO DURANTE LA RECONSTRUCCION
- COMODIDAD PARA EL USUARIO

PARAMETROS RESTRICTIVOS

- MAXIMOS COSTOS ADMISIBLES, A NIVELES INICIAL MANTENIMIENTO O OPERACIONAL.
- VIDA DE DISEÑO
- LAPSO PARA LA PRIMERA RECONSTRUCCION IMPORTANTE
- LAPSO ENTRE RECONSTRUCCIONES IMPORTANTES.
- IMPACTO EN EL AMBIENTE.

FACTORES DE DISEÑO

- 1.- TRANSITO
MAGNITUD, CONFIGURACION, Y REPETICION DE CARGAS Y SU DISTRIBUCION EN LA SECCION TRANSVERSAL

- 2.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
 - RESISTENCIA
 - DEFORMABILIDAD BAJO CARGAS
 - VARIACIONES VOLUMETRICAS
 - DURABILIDAD
 - PERMEABILIDAD Y CAPILARIDAD
 - ETC.

- 3.- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
 - REGIMENES PLUVIOMETRICOS Y DE TEMPERATURA
 - OROGRAFIA E HIDROLOGIA.

PARAMETROS DE DISEÑO

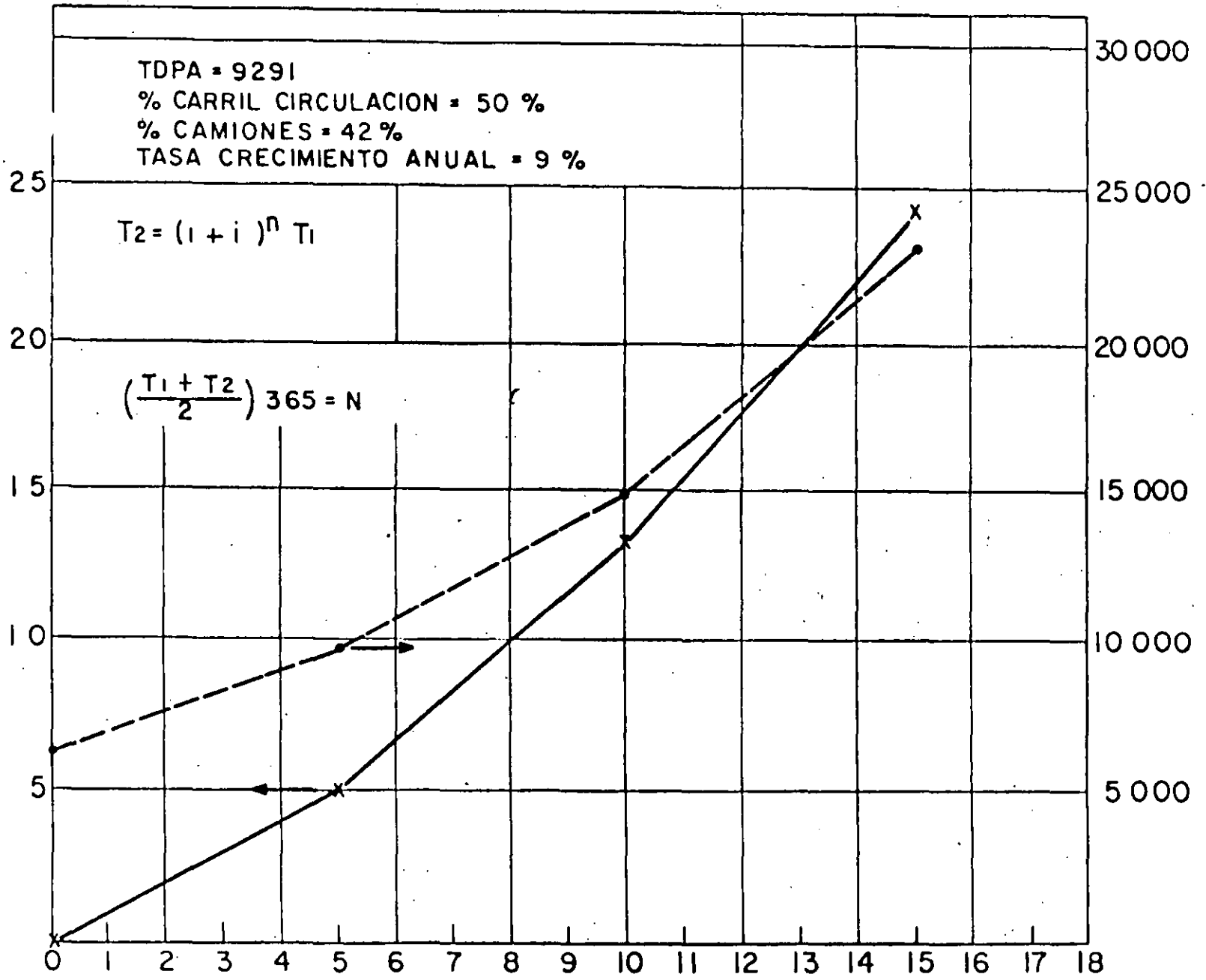
- A) CARACTERIZACION DEL TRANSITO
- B) CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

(TERRENO DE CIMENTACION Y MATERIALES DE PAVIMENTACION)

A) CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- . VOLUMEN Y COMPOSICION DE LOS VEHICULOS
- . TASA DE CRECIMIENTO
- . VIDA O PERIODO DE DISEÑO
- . GEOMETRIA DE LA SECCION Y DISTRIBUCION DEL TRANSITO

NUMERO ACUMULADO DE EJES EQUIVALENTES DE 80 KN
(MILLONES)



PROYECCION DEL TRAFICO, AÑOS

TDPA
31

ANALISIS DE TRANSITO

TIPO DE VEHICULO	NUM.DE VEHICULOS	%	PESO POR EJE, TON.		
			EJE 1	EJE 2	EJE 3
A ₂	4182	45	1.0	1.0	
A' ₂	1208	13	1.7	3.8	
B ₂	371	4	5.5	10.0	
B ₃	46	0.5	5.5	14.0	
B ₄	46	0.5	7.0	14.0	
C ₂	1858	20	5.5	10.0	
C ₃	743	8	5.5	18.0	
T ₂ -S ₂	93	1	5.5	10.0	18.0
T ₃ -S ₂	465	5	5.5	18.0	18.0
T ₃ -S ₃	279	3	5.5	18.0	22.5
	<u>9291</u>	<u>100</u>			

B) CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES

- ESTUDIOS GEOTECNICOS: EXPLORACION, MUESTREO Y ENSAYES DE CAMPO Y/O LABORATORIO (RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD)
- EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO MATERIALES PAVIMENTACION
 - . PRUEBAS PENETRACION
 - . PRUEBAS COMPRESION Y TRIAXIALES
 - . PRUEBAS DE PLACA
 - . PRUEBAS DINAMICAS

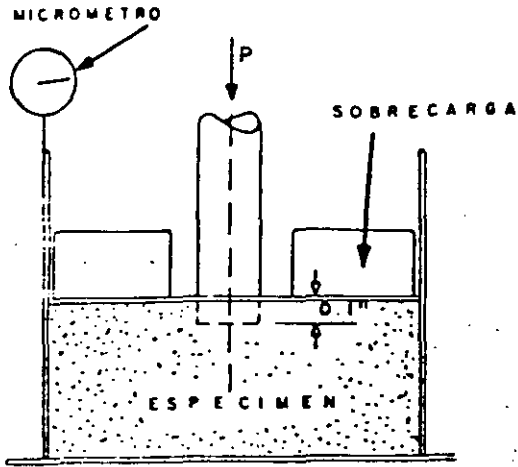
NOTA

TENER MUY PRESENTE:

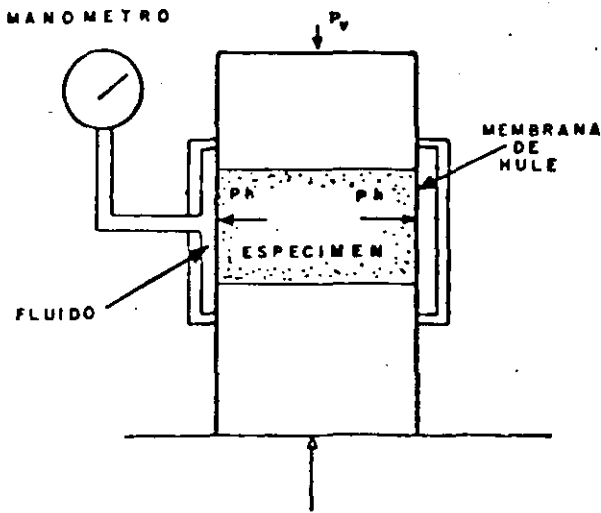
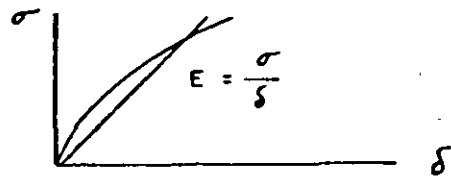
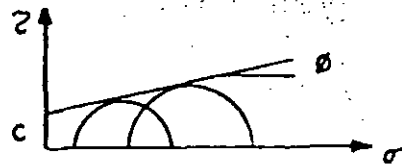
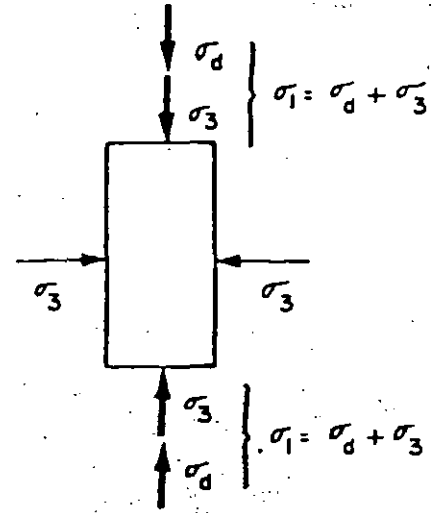
- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
- NORMALIZACION METODO DE ENSAYE
- VARIABILIDAD MATERIALES Y DISPERSION REULTADOS ENSAYE.

PRINCIPALES PROPIEDADES DE UN SUELO

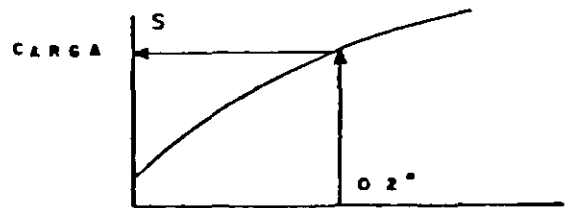
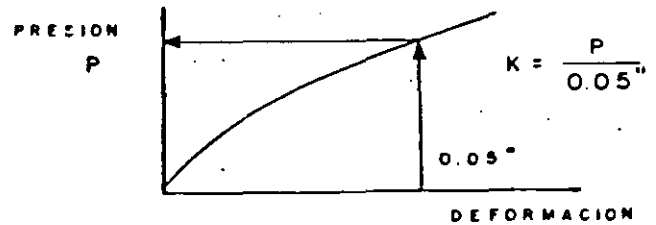
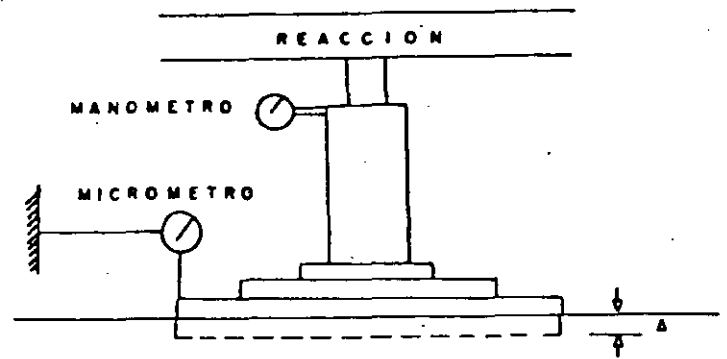
- 1 ESTABILIDAD VOLUMETRICA
- 2 RESISTENCIA MECANICA
- 3 PERMEABILIDAD
- 4 DURABILIDAD
- 5 COMPRESIBILIDAD



$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

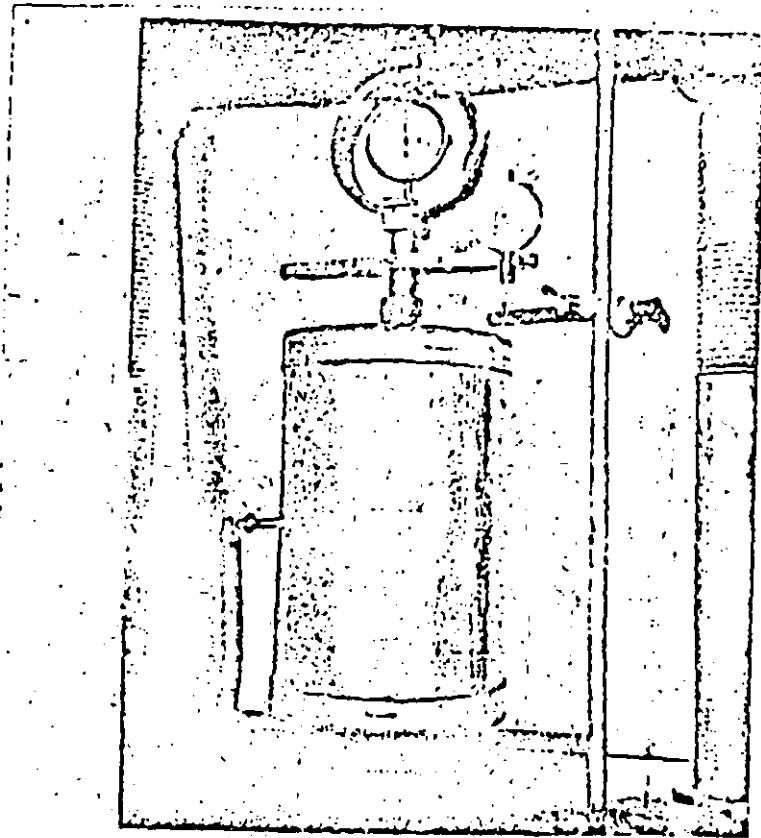


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

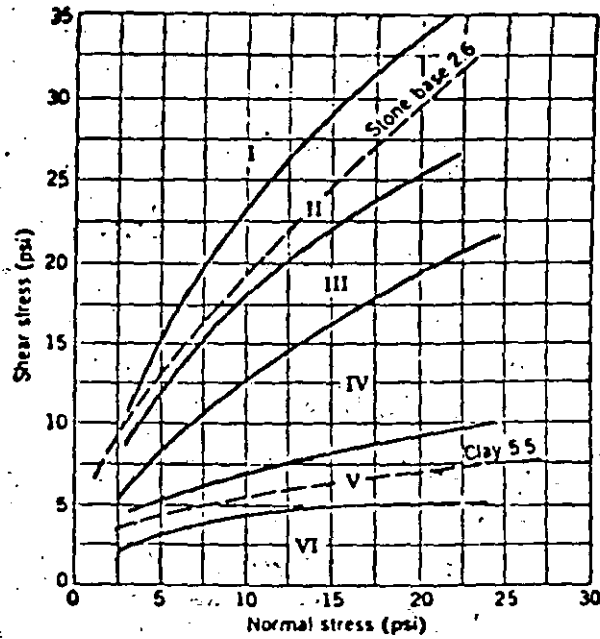
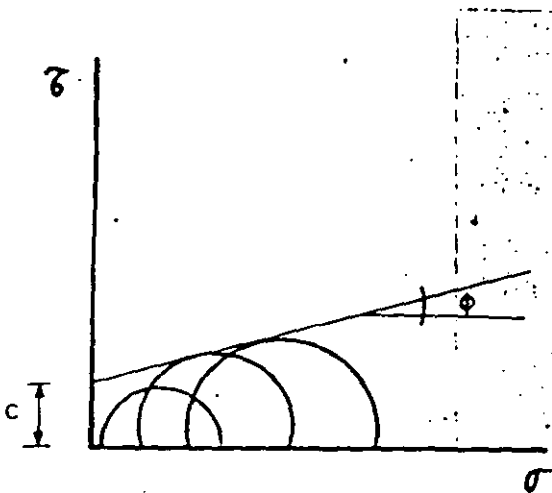
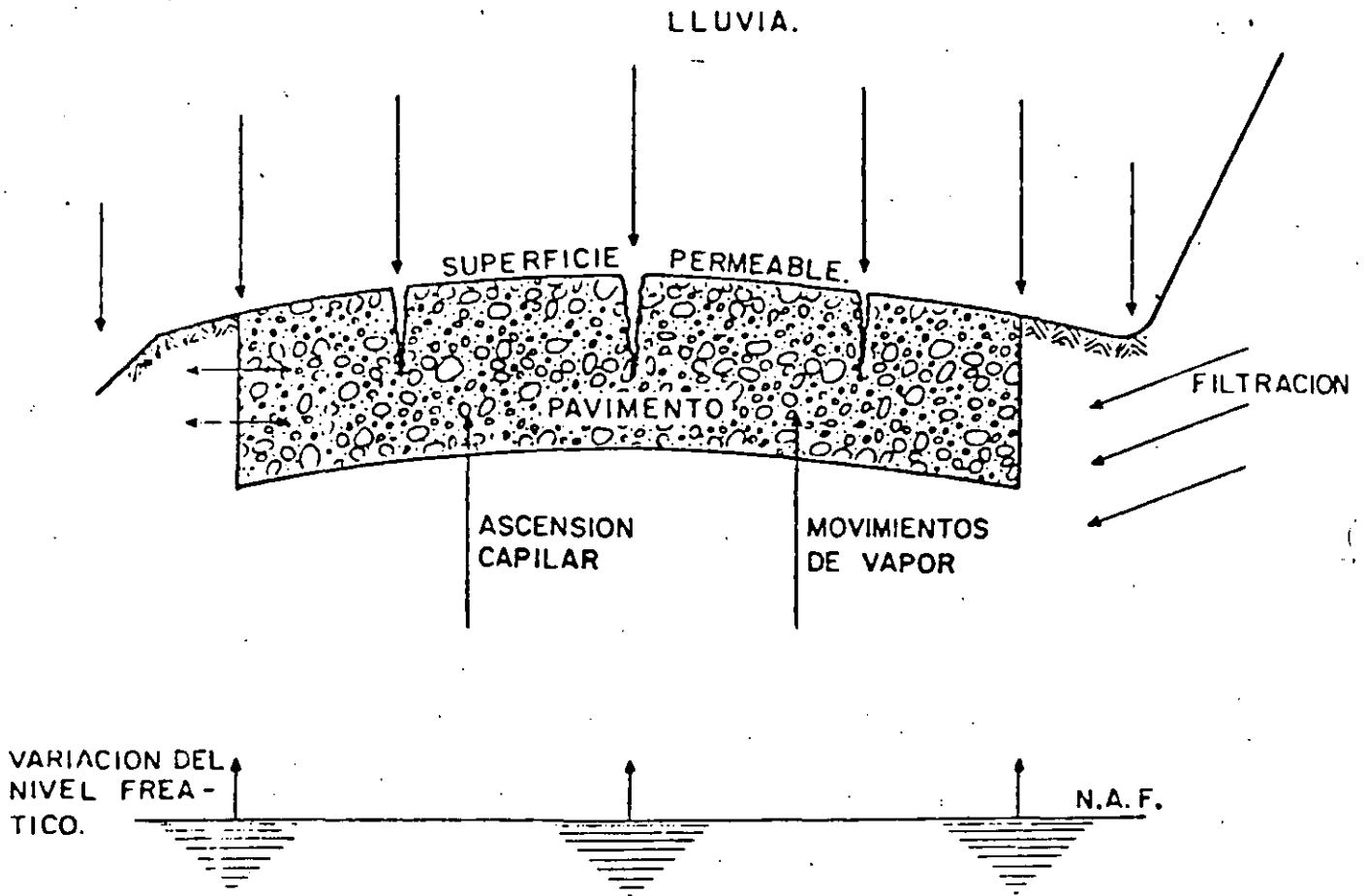


Figure 15.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

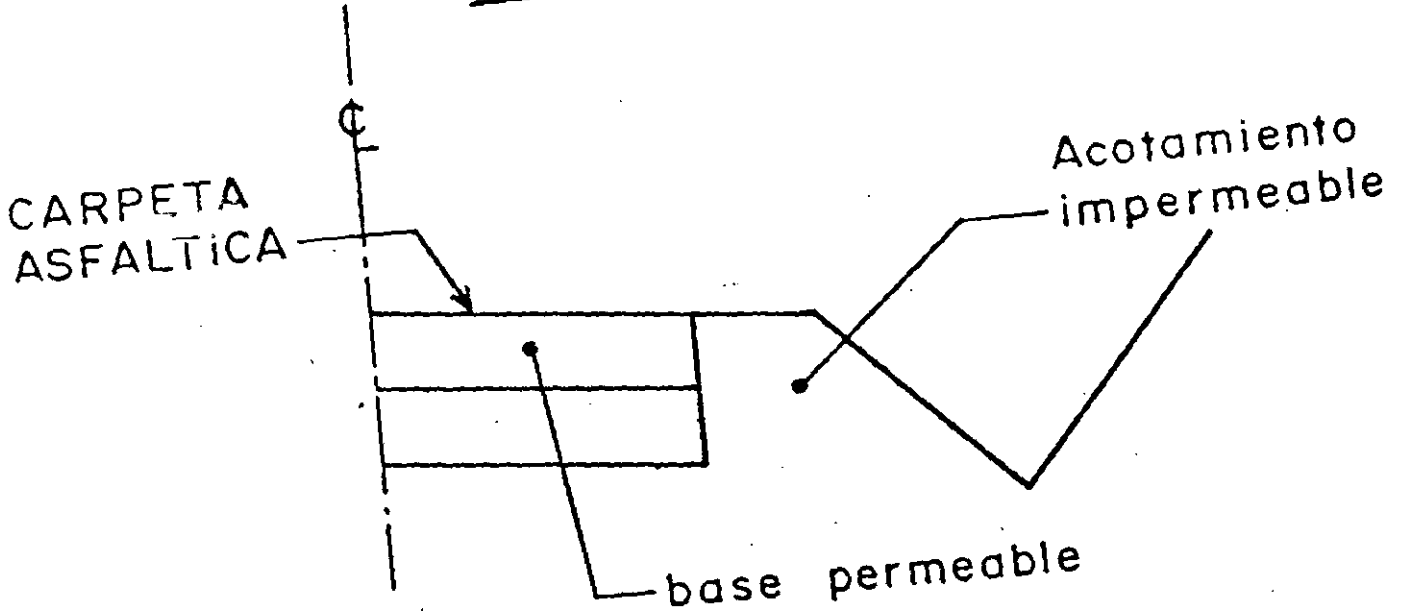
MECANISMOS CON QUE EL AGUA ACTUA
SOBRE TERRACERIAS Y PAVIMENTO.

- 1.- EROSION
- 2.- TUBIFICACION
- 3.- VARIACIONES VOLUMETRICAS
EXPANSION
CONTRACCION
- 4.- FUERZAS DE FILTRACION
- 5.- REDUCCION DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE.
- 6.- DISOLUCION
- 7.- ACUAPLANEO Y DERRAPAMIENTO
- 8.- ESFUERZOS ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS

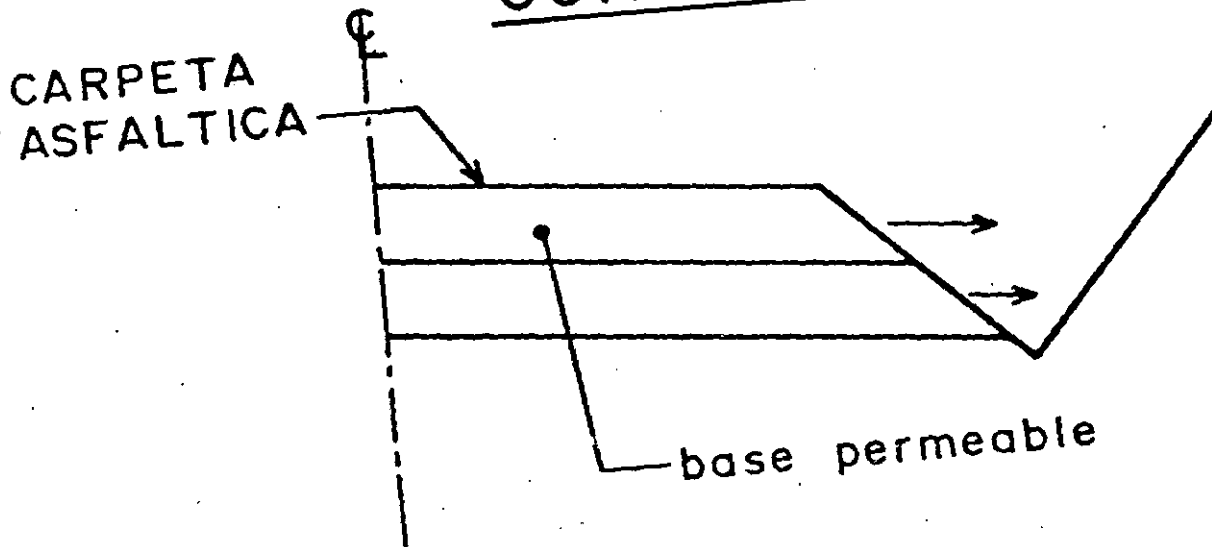


FORMAS EN QUE PUEDE ENTRAR
EL AGUA AL PAVIMENTO.

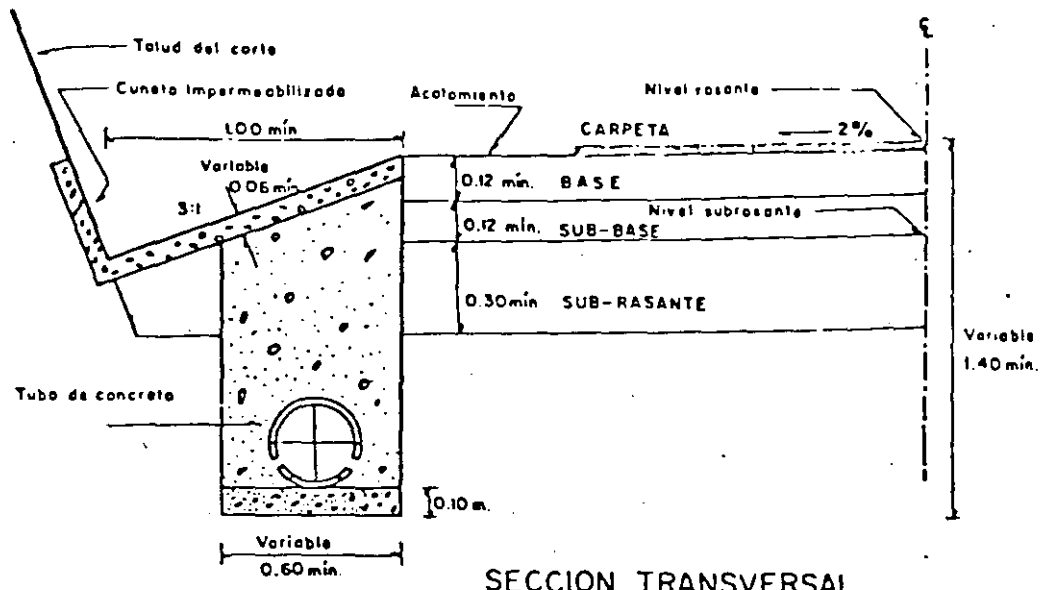
INCORRECTO



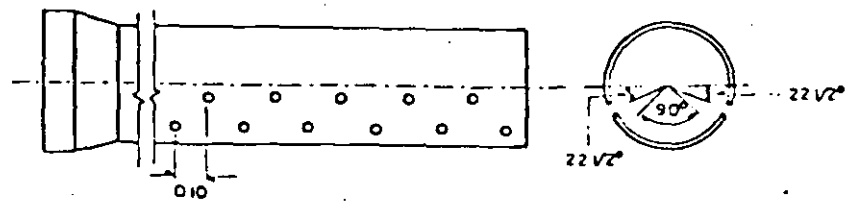
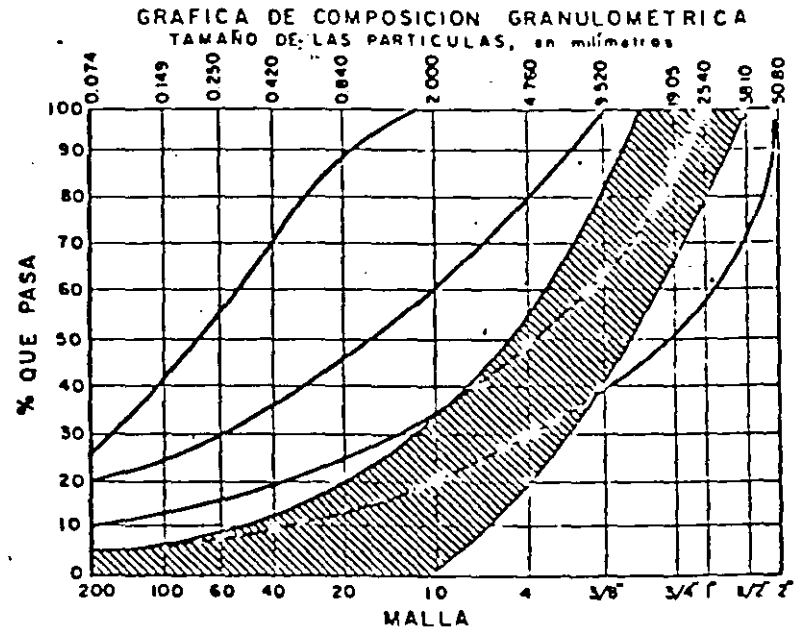
CORRECTO



44-1



SECCION TRANSVERSAL



DETALLE DEL TUBO DE CONCRETO

METODOS DE SOLUCION DE
DRENAJE SUPERFICIAL

CORTES

CUNETAS

CONTRACUNETAS

TERRAPLENES

ALCANTARILLAS

LAVADEROS

BORDILLOS

AREAS DE ESTACIONA
MIENTO Y CALLES

DRENES

ATARJEAS Y COLADERAS . PLI

METODOS DE SUBDRENAJE

<u>METODO</u>	<u>A P L I C A C I O N E N</u>		
	<u>TERRAPLEN</u>	<u>CORTE</u>	<u>PAVIMENTO</u>
1.- REMOCION DE MATERIAL Y CONSTRUCCION CAPA PERMEABLE	x		
2.- TRINCHERAS ESTABILIZADORAS	x		
3.- SUBDREN TRANSVERSAL DE PENETRACION.	x	x	
4.- POZOS DE ALIVIO	x		
5.- SUBDRENES Y CAPAS PERMEABLES		x	x

GENERACION DE ALTERNATIVAS EN LAS ESTRATEGIAS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS

ES COMUN QUE EN LA PRACTICA DE DISEÑO DE PAVIMENTOS SE CONSIDERE COMO LA SELECCION DE LA ESTRUCTURA Y ESPESORES. SE REQUIERE INTRODUCIR ADEMAS, TIPOS DE MATERIALES, POLITICAS ESPERADAS DE CONSTRUCCION, MANTENIMIENTO, REHABILITACION Y EVALUACION DE COMPORTAMIENTO. USAR ESTRATEGIA DE DISEÑO PARA DESCRIBIR UNA ALTERNATIVA DE DISEÑO DE PAVIMENTO. (VER CUADRO)

ALTERNATIVAS DE SECCIONES ESTRUCTURALES

LOS TIPOS DE PAVIMENTOS CONSIDERADOS PARA CUALQUIER SITUACION DE DISEÑO DEBERIAN INCLUIR TANTO PAVIMENTO RIGIDO COMO FLEXIBLE Y PARA COMPUESTOS CON CAPAS ESTABILIZADAS. NÓRMALMENTE SIN EMBARGO SOLO UN TIPO ES CONSIDERADO. DEBIDO A: 1) PREFERENCIA PERSONAL DEL DISEÑADOR. 2) EXPERIENCIA PREVIA EXITOSA CON UN TIPO PARTICULAR DE PAVIMENTO. 3) FALTA DE MEDIOS ADECUADOS PARA EJECUTAR COMPARACIONES.

- EJEMPLOS ALTERNATIVOS:
- A.- CARPETA CONCRETO ASFALTICO
 - B.- BASE GRANULAR
 - C.- BASE TRATADA CON ASFALTO
 - D.- SUB-BASE GRANULAR

ANALISIS DE ALTERNATIVAS DE ESTRATEGIA DE DISEÑO

PREDICCIÓN DE DETERIOROS

47

PRINCIPALES TIPOS DE DETERIOROS

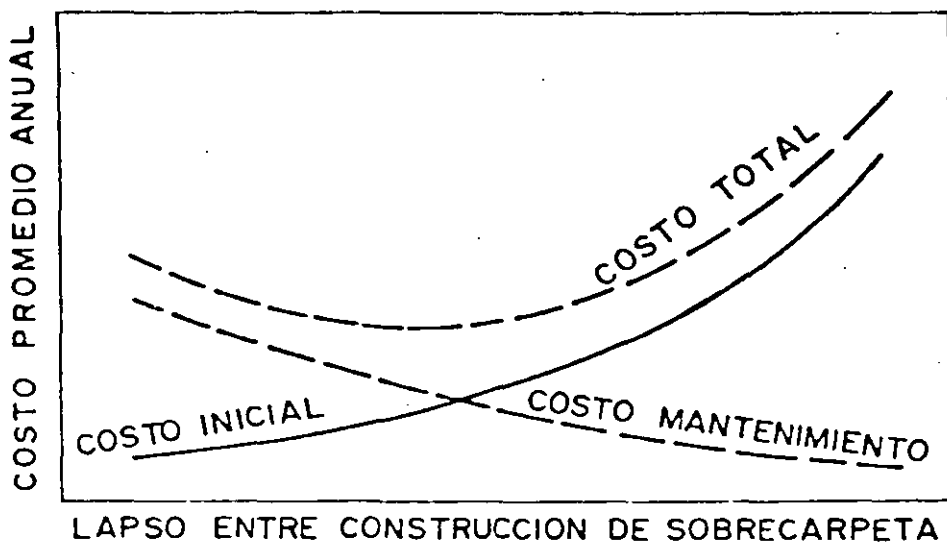
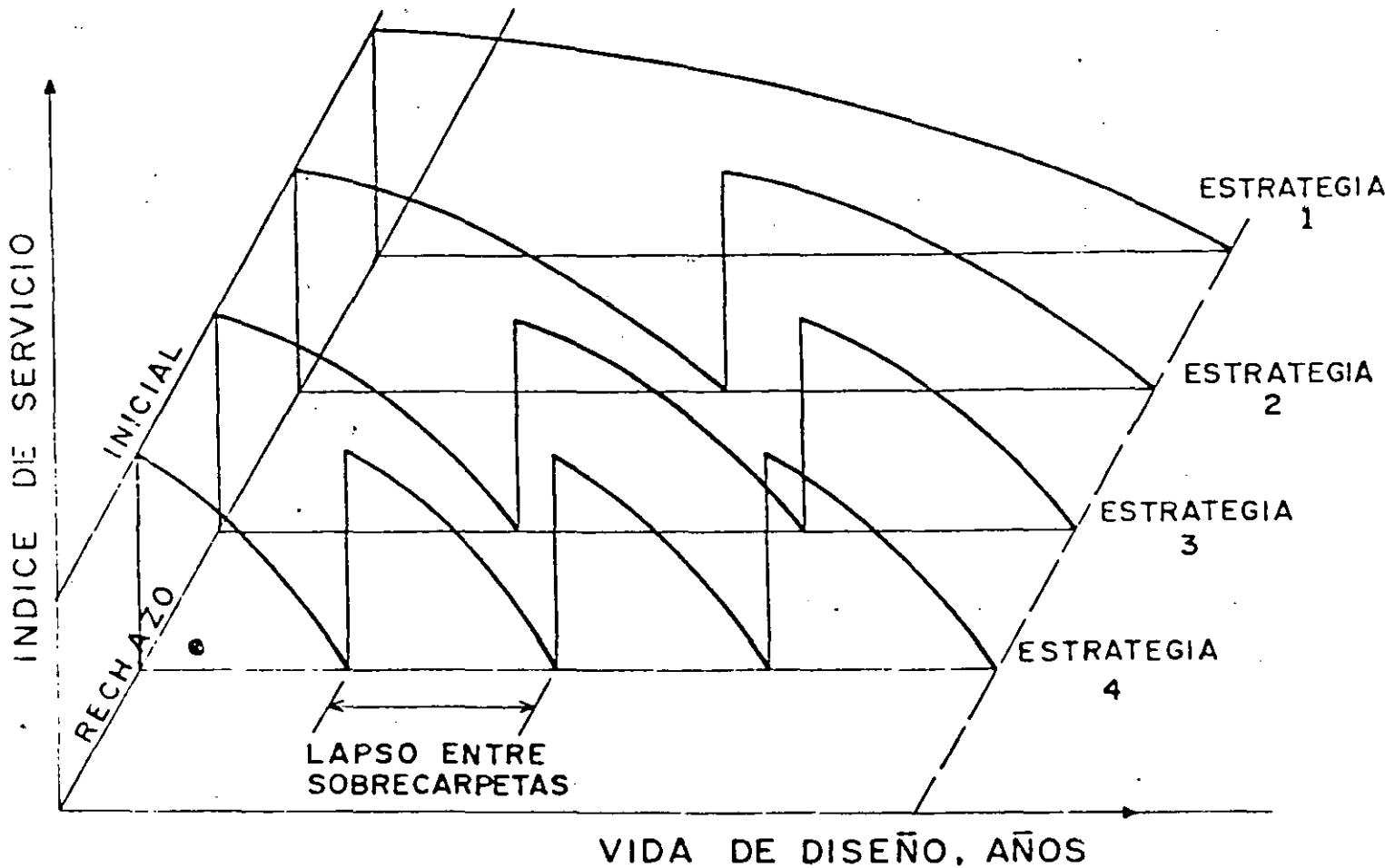
- 1 - AGRIETAMIENTOS ASOCIADOS CON CARGAS
- 2 - DEFORMACION PERMANENTE ASOCIADA CON CARGAS (RUTTING)
- 3 - GRIETAS DE CONTRACCION ASOCIADAS A BAJAS TEMPERATURAS
- 4 - DISTORSIONES NO ASOCIADAS CON CARGAS (USUALMENTE RELACIONADAS CON ASENTAMIENTOS O MOVIMIENTOS EN LA CIMENTACION, --- ACCION DE LEVANTAMIENTO POR CONGELAMIENTO)
- 5 - AGRIETAMIENTOS NO ASOCIADOS A CARGAS (MOVIMIENTO EN TERRENO DE CIMENTACION, LEVANTAMIENTOS DIFERENCIALES POR ACCION HELADAS)
- 6 - DESINTEGRACION
- 7 - INTERACCION DE TODOS LOS ANTERIORES
- 8 - BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

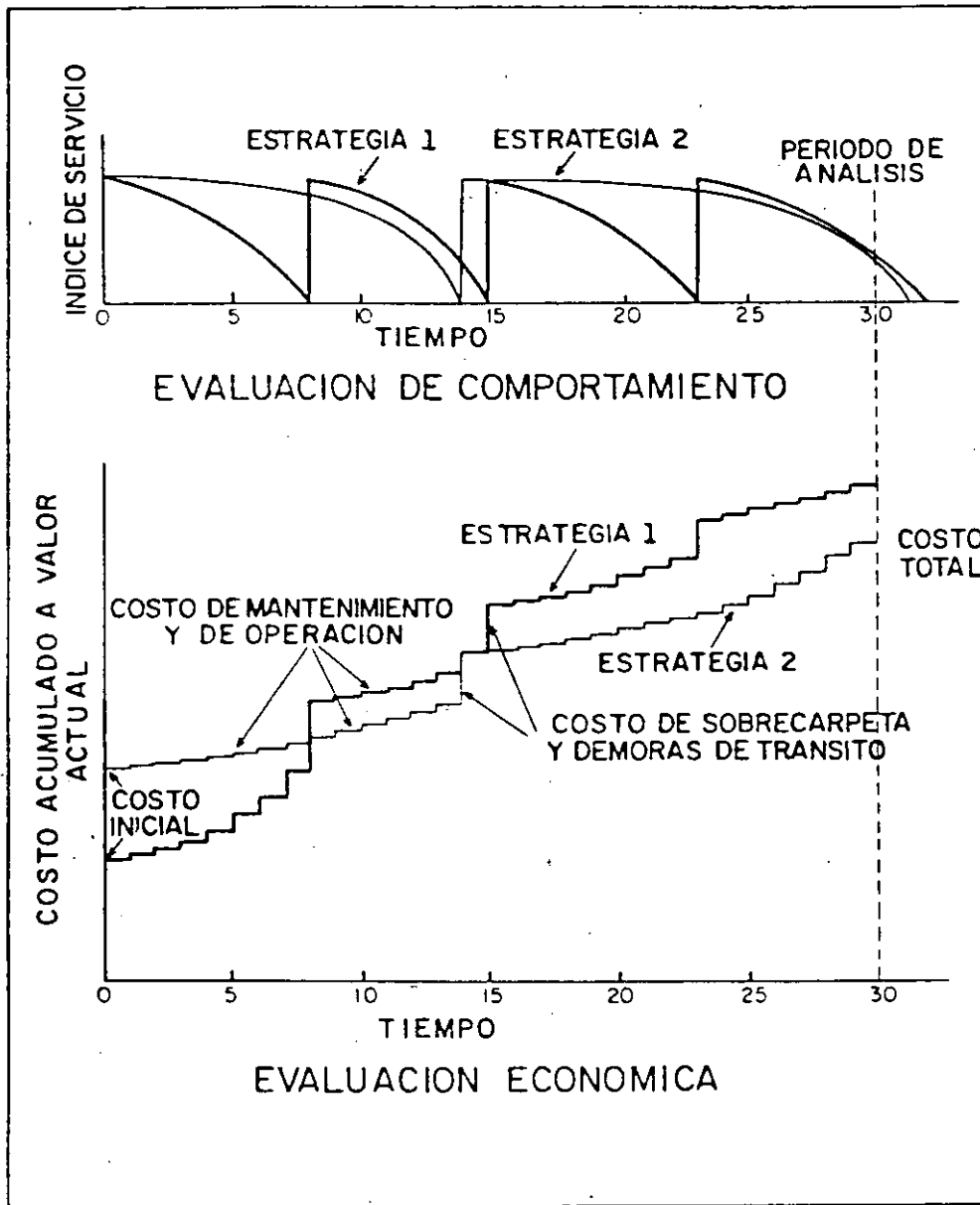
LOS TRES PRIMEROS PUEDEN SER PREVISIBLES Y EN CIERTO GRADO PREVENIRSE.

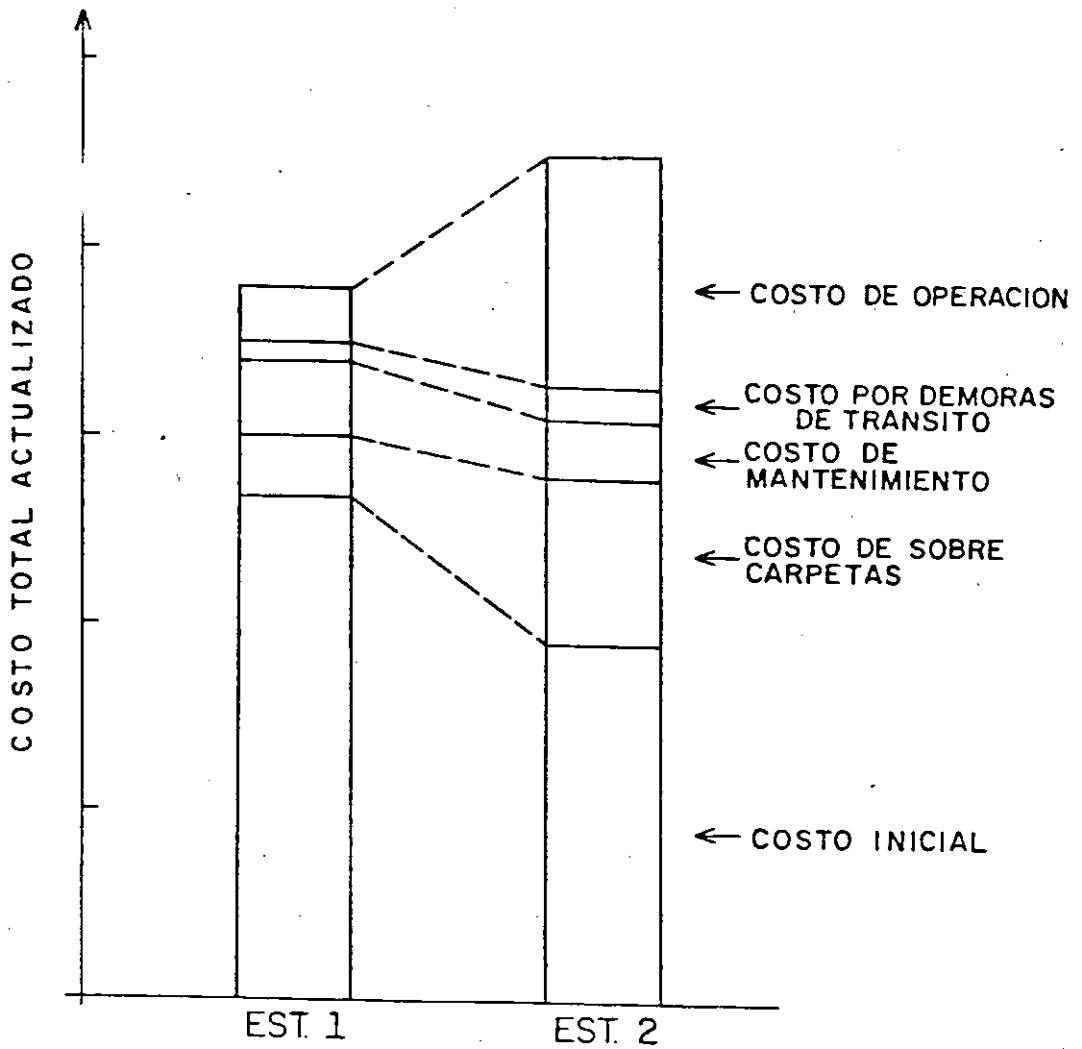
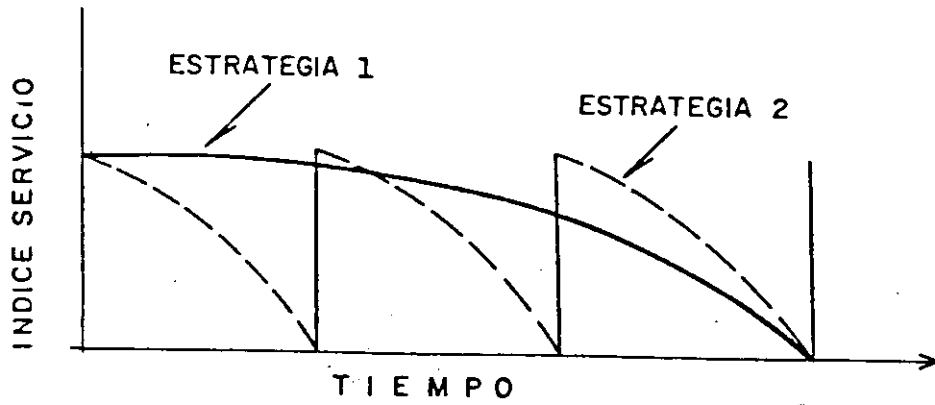
LOS TRES SIGUIENTES NO SON USUALMENTE TRATADOS COMO PROBLEMAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO EN SI, MAS BIEN SE CONSIDERA QUE UN DISEÑO ADECUADO DE LA SUBRASANTE Y CONSTRUCCION APROPIADA, CORRECTO SUBDRENAJE, MATERIALES SELECTOS, ETC, PUEDEN CONTROLARLOS.

LA INTERACCION DE TODOS ELLOS NO ES POSIBLE PREDECIRLA CONFIABLEMENTE.

ANALISIS DE ESTRATEGIAS







1.- FASES DEL PROYECTO

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIQNAMIENTO DE MATERIALES
- NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO

2.- QUE DEBEMOS HACER:

- EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA
- ENSAYES DE LABORATORIO
- ESTUDIOS ESPECIFICOS
 - ANALISIS DE TRANSITO
 - CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
 - RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER:

- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE -- LAS DIFERENTES CAPAS
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO

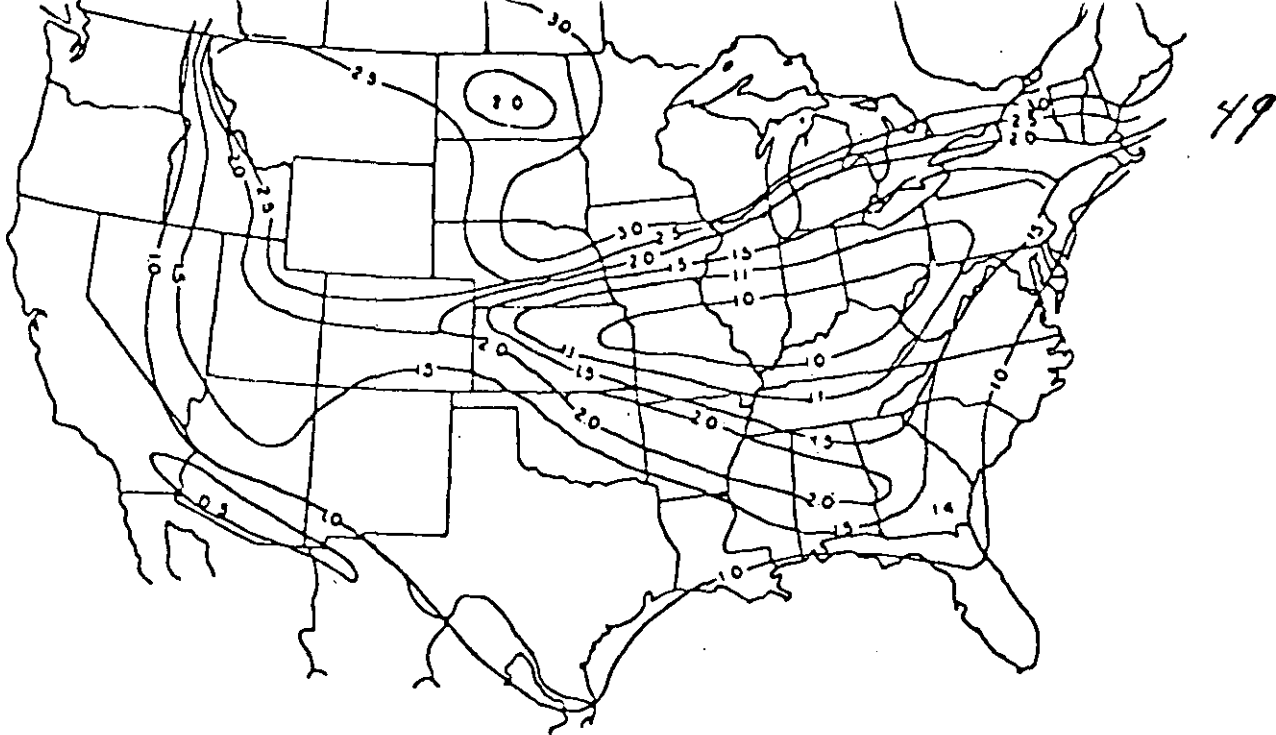


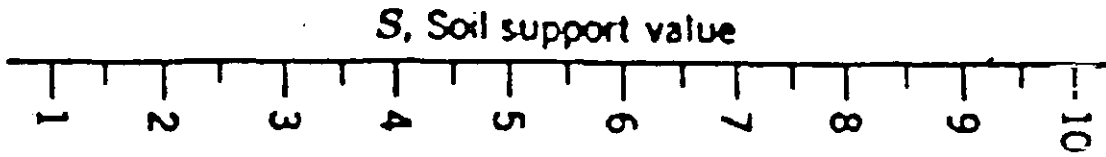
Fig. Curvas de igual factor regional en los E.E.U.U., según la AASHTO (1972)

TABLA COEFICIENTES ESTRUCTURALES PROPUESTOS POR LA AASHTO 1986

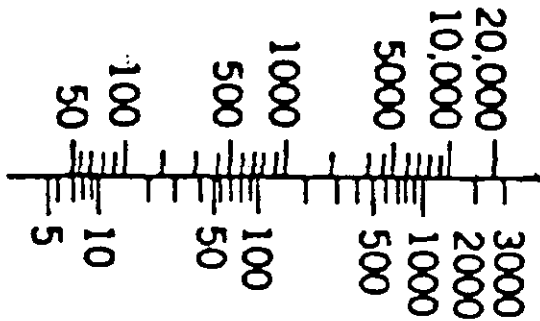
CAPA CONSTITUTIVA DEL PAVIMENTO	COEFICIENTE ESTRUCTURAL	
	(SI)	(SMD)
<u>Carpeta asfáltica</u>		
Concreto asfáltico	0.42-0.44	0.16-0.17
Mezcla en el lugar	0.20-0.25	0.08-0.10
<u>Base</u>		
Grava triturada	0.13-0.14	0.05-0.055
Grava arenosa	0.07-0.10	0.03-0.04
Tratada con cal	0.15-0.30	0.06-0.12
Tratada con asfalto: de graduación gruesa	0.25-0.30	0.10-0.12
arena asfalto	0.15-0.20	0.06-0.08
Tratada con cemento		
$f'c > 46 \text{ kg/cm}^2$	0.23	0.09
$> 28 \text{ y } < 46 \text{ kg/cm}^2$	0.20	0.08
$< 28 \text{ kg/cm}^2$	0.15	0.05
<u>Sub-base</u>	0.12-0.11	0.04-0.05

COEFICIENTES (a) PROPUESTOS POR EL
COMITE DE DISEÑO DE AASHO

COMPONENTE	COEFICIENTE
<u>CARPETA</u>	
MEZCLA EN EL LUGAR (BAJO ESTABILIDAD)	0.20
MEZCLA EN PLANTA (ALTA ESTABILIDAD)	0.44 *
<u>BASE</u>	
GRAVA ARENOSA	0.07
ROCA TRITURADA	0.14 *
<u>SUB-BASE</u>	
GRAVA ARENOSA	0.11 *
ARENA O ARCILLA ARENOSA	0.05-0.10

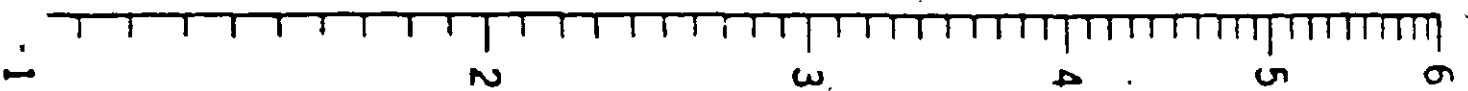


Total equivalent 18-kip single-axle load applications, thousands

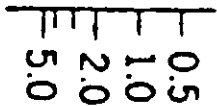


Daily equivalent 18-kip single-axle load applications
(20 year analysis period)

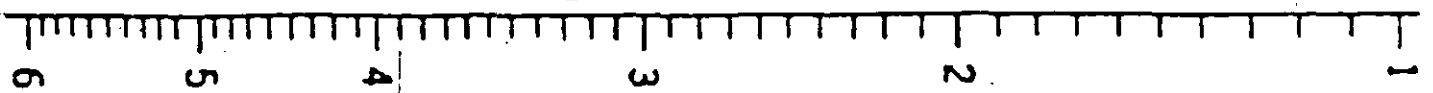
\overline{SN} , structural number



R, Regional factor



SN, weighted structural number



Design chart for flexible pavements, $P_f = 2.5$

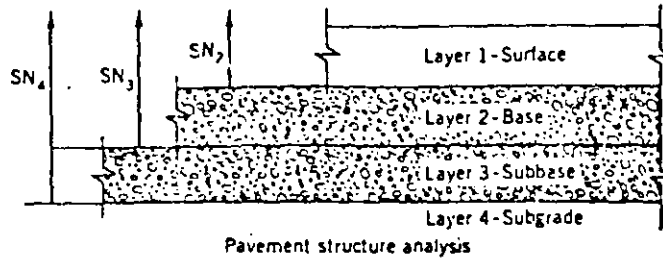


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

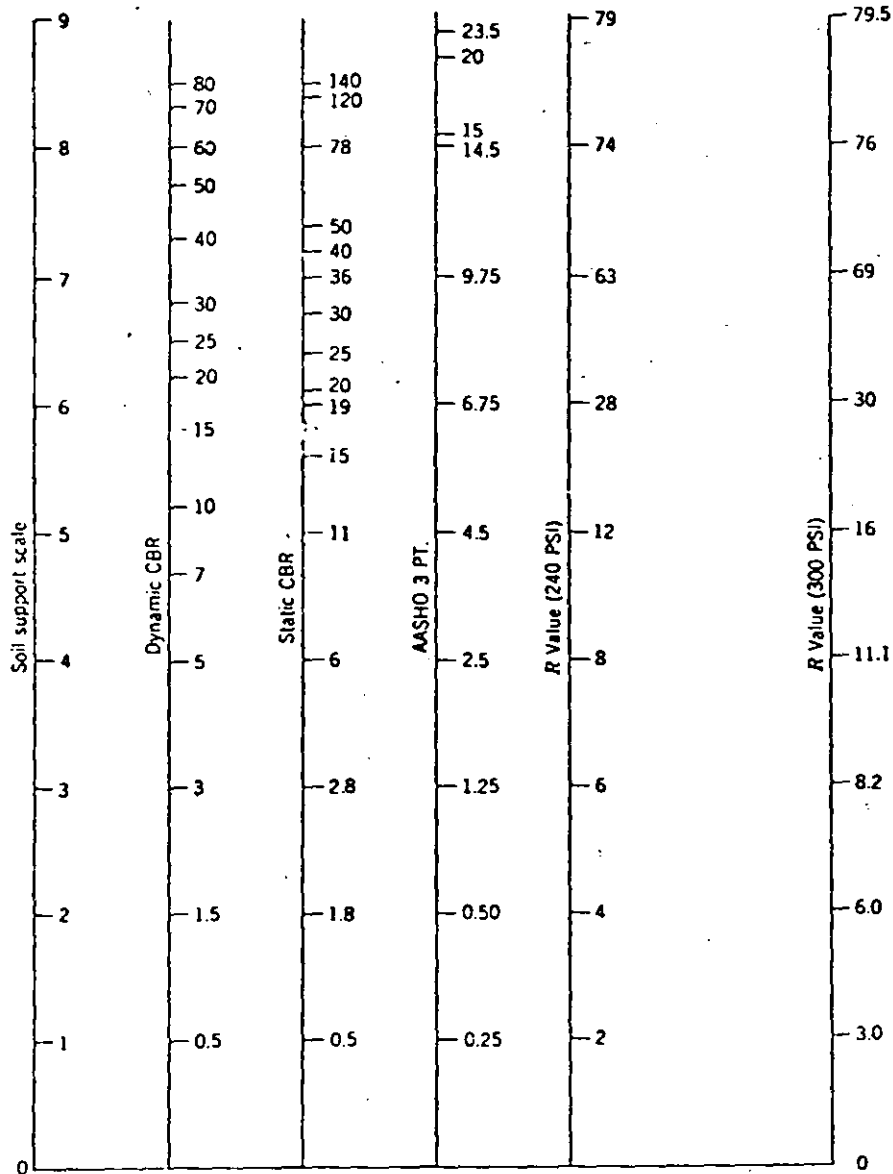
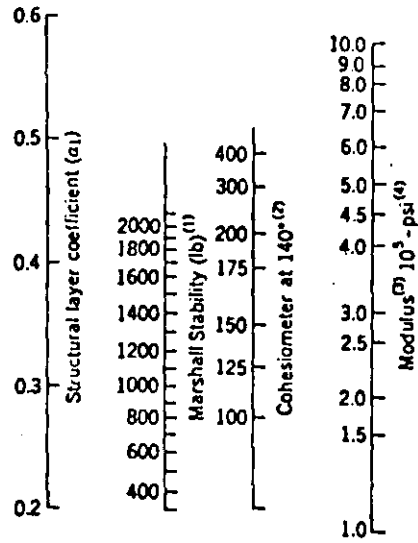
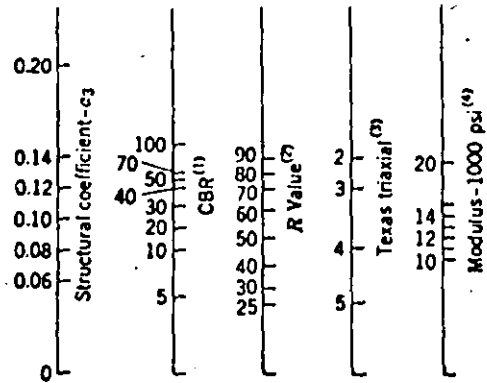


Figure 15.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Illinois, Louisiana, New Mexico, and Wyoming.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California and Texas.
- (3) Scale derived on this project.
- (4) Modulus at 68°F

(a)



- (1) Scale derived from correlations from Illinois.
- (2) Scale derived from correlations obtained from the Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on this project.

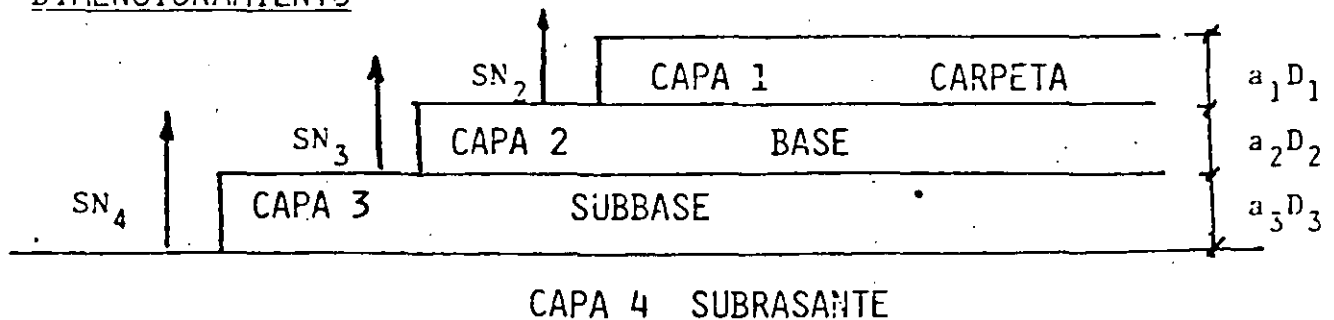
(b)

DATOS

VALORES SOPORTE S

SUELO SUBRASANTE	3.0	(VRS = 3%)
SUBBASE GRANULAR	6.0	(VRS = 20%)
BASE GRANULAR	9.0	(VRS = 100%)
MUERO DE EJES EQUIVALENTES PARA UN PERIODO DE 20 AÑOS	5.8×10^6	
COEFICIENTES ESTRUCTURALES (a)		
CONCRETO ASFALTICO, a_1	0.44	
BASE, a_2	0.14	
SUBBASE, a_3	0.11	
FACTOR REGIONAL, R	1.5	
NIVEL DE RECHAZO	2.5	

DIMENSIONAMIENTO



$$SN_4 = 5.4$$

$$SN_3 = 3.7$$

$$SN_2 = 2.5$$

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

ESPESORES MINIMOS

$$D_1^* \geq \frac{SN_2}{a_1} \geq \frac{2.5}{0.44} \geq 5.6 \text{ pulg} \rightarrow 6 \text{ pulg.}$$

$$SN_2^* = a_1 D_1^* = 0.44 \times 6 = 2.64 > 2.5$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_3 - SN_2^*}{a_2} \geq \frac{3.7 - 2.64}{0.14} \geq 7.7 \text{ pulg} \rightarrow 8 \text{ pulg}$$

$$SN_3^* = 2.64 + 0.14 \times 8 = 2.64 + 1.12 = 3.76 > 3.7$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_4 - SN_3^*}{a_3} \geq \frac{5.4 - 3.76}{0.11} \geq 14.9 \rightarrow 15 \text{ pulg}$$

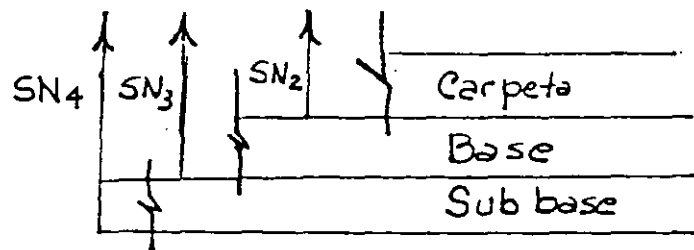
EJEMPLOS DE APLICACION DEL METODO AASHO

Caso 1. Determinar el espesor requerido de la estructura del pavimento para una vida de servicio inicial dada.

Datos:

Valor de soporte, S	
- Subrasante	3.0
- Sub base	6.0
- Base	9.0
EWL ₁₈ para 20 años	5.8×10^6
Diario	800
Coeficientes, a	
- Concreto asfáltico, a ₁	0.44
- Base, a ₂	0.14
- Sub base, a ₃	0.11
- Factor regional R	1.50
- Índice de servicio final: 2.5	2.50

ESQUEMA



SOLUCION: Usando nomograma se obtienen los valores de 5.40, 3.72 y 2.46 para SN₄, SN₃, y SN₂ sobre subrasante, sub base y base respectivamente

Los espesores mínimos requeridos para la Carpeta (D₁), base (D₂) y sub base (D₃) a partir del esquema mostrado

$$D_1 \geq \frac{SN_2}{a_1} \geq \frac{2.46}{0.44} \geq 5.6'' \text{ (redondea a } 6'') ; SN_2 = 2, D_1 = 0.44 \times 6 = 2.64$$

$$D_2 \geq \frac{SN_3 - SN_2}{a_2} \geq \frac{3.72 - 2.64}{0.14} \geq 7.7 (8'') ; SN_2 + SN_3 = 2.64 + 0.14 \times 8.0 = 3.76 \approx 3.72$$

$$D_3 \geq \frac{SN_4 - (SN_2 + SN_3)}{a_3} \geq \frac{5.40 - 3.76}{0.11} \geq 14.9 (15'')$$

DISEÑO FINAL DEL EJEMPLO:

Carpeta asfáltica	: 6''
Base granular	: 8''
Sub base granular	: 15''
TOTAL	: 29''

Caso 2. Espesores alternativos de las capas

Carpeta 7, 5"

Base 7, 6"

Sub base 7, 12"

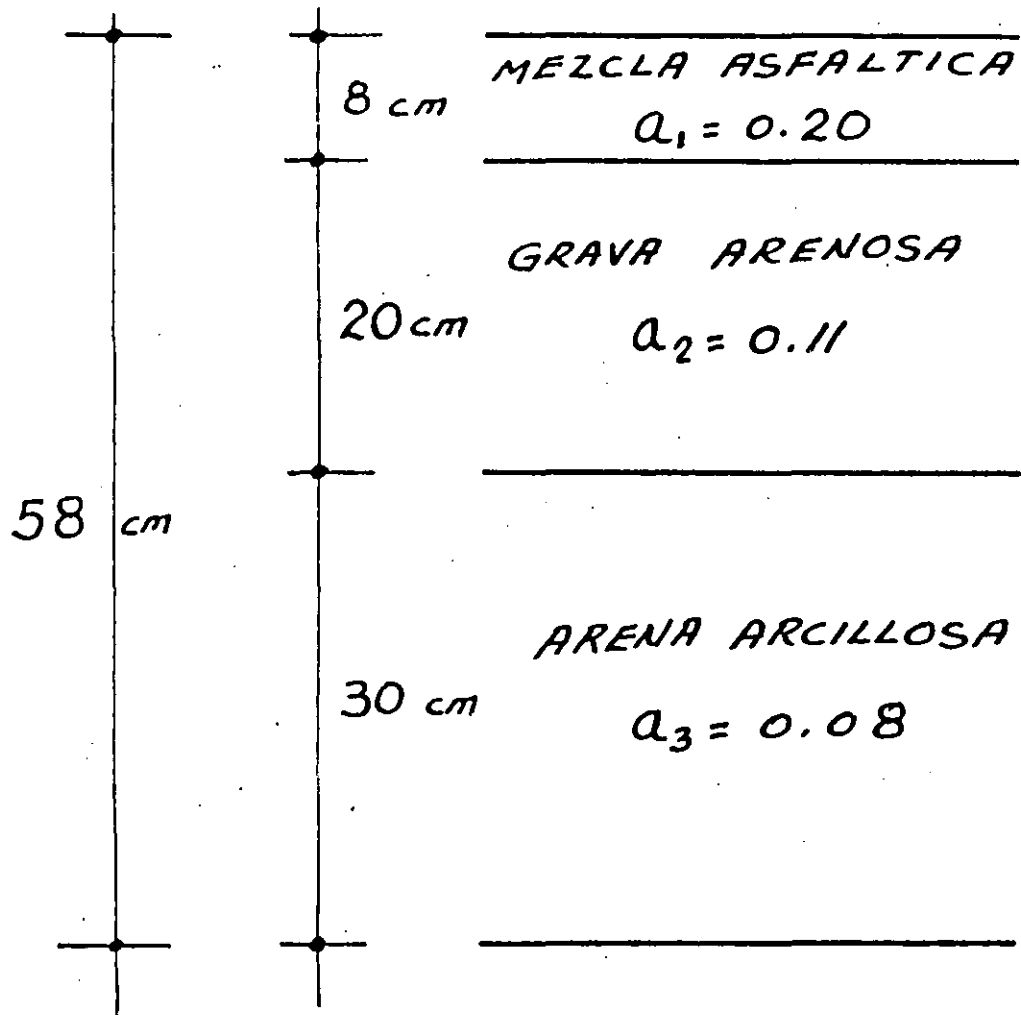
Dentro de las múltiples alternativas considerar las dos siguientes.

	Alternativa (1)	Alternativa (2)
Carpeta	5	5
Base	6	6
Sub base	12	18

Utilizando el nomograma con los mismos datos del ejemplo anterior resulta

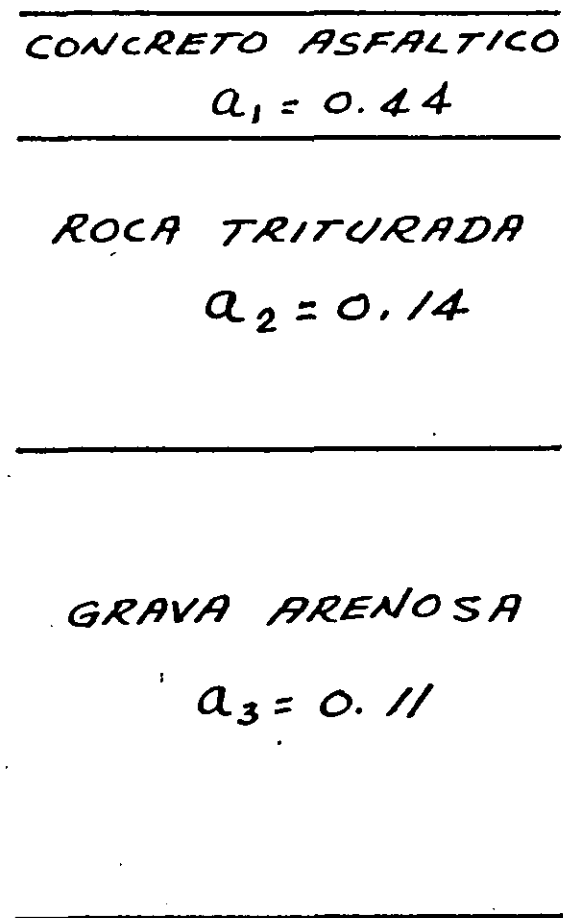
	Alternativa 1	Alternativa 2
SN ₂	2.20	2.20
SN ₃	3.04	3.04
SN ₄	4.36	5.02
Ejes equivalentes totales	1.20×10^6	3.0×10^6
Vida de servicio (a 800 ejes, diarios)	4.1 años	10.3 años

Comentario: Si la vida de servicio inicial hubiese sido establecida digamos 8 años, la alternativa 1 debe rechazarse y la alternativa 2 como muchas otras, no calculadas, se considerarían como alternativas factibles y podrían figurar en la evaluación económica para elegir la mejor.



S.N. = 2.44

Espesor = 45 cm
(grava)



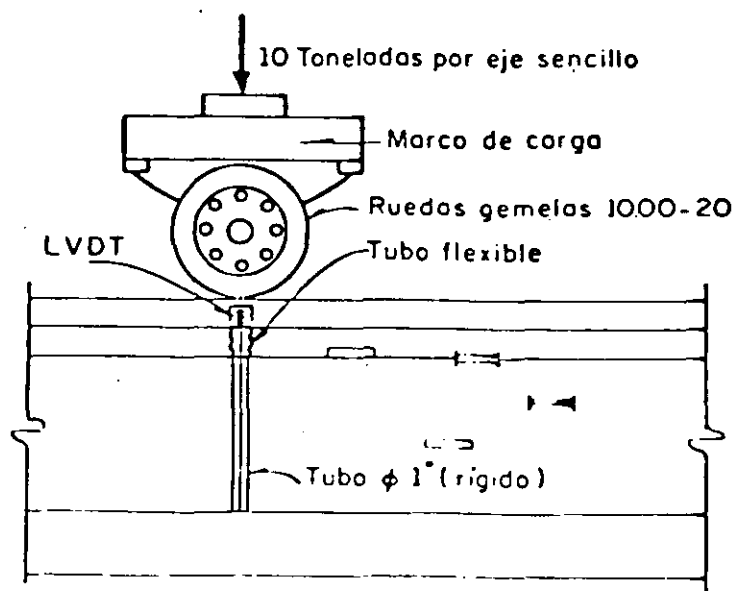
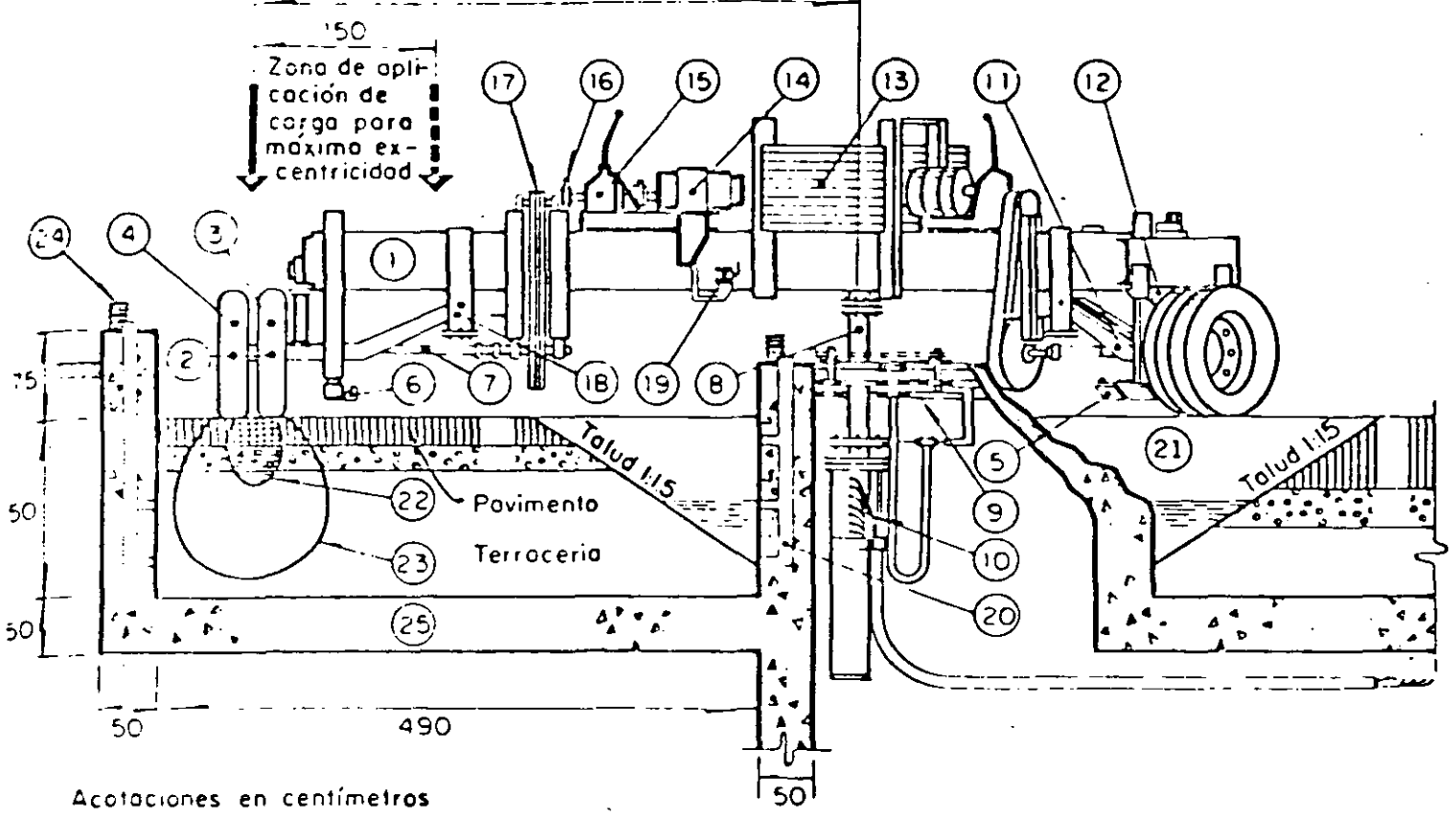
S.N. = 3.65

Espesor = 69 cm
(grava)

CARACTERISTICAS DEL METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

- 1.-SECCION ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA RELATIVA UNIFORME.
- 2.-COMPORTAMIENTO A FATIGA DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- 3.-CRITERIO DE FALLA FUNCIONAL, EN TERMINOS DE DEFORMACIONES PERMANENTES ACUMULADAS.
- 4.-COEFICIENTES DE DAÑO EN TERMINOS DE ESFUERZOS A DIFERENTES PROFUNDIDADES.
- 5.-TRATAMIENTO PROBABILISTICO PARA ESTABLECER NIVELES DE CONFIANZA RESPECTO A LA FALLA.

Radio = 500



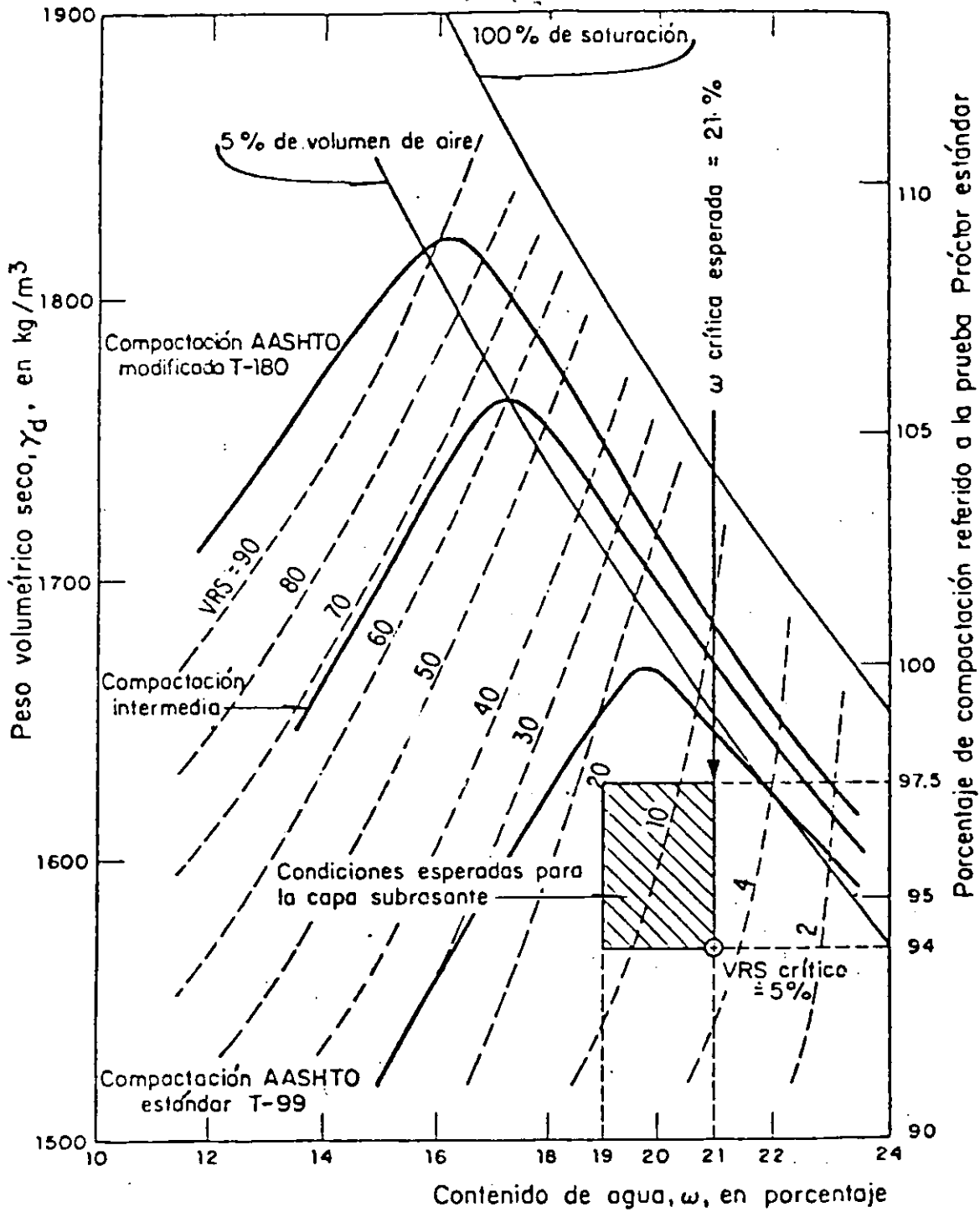
- ▣ Celdas SR-4
- ◻ Celdas de presión

VARIABLES DE DISEÑO

- VALOR RELATIVO SOPORTE CRITICO ESPERADO EN EL LUGAR DURANTE LA VIDA DE SERVICIO.

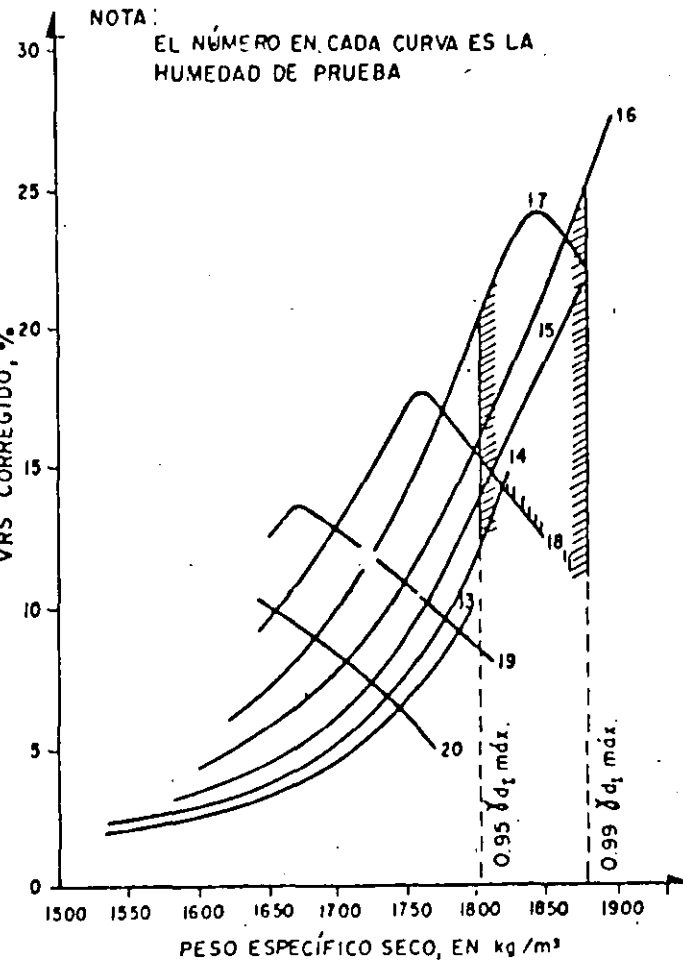
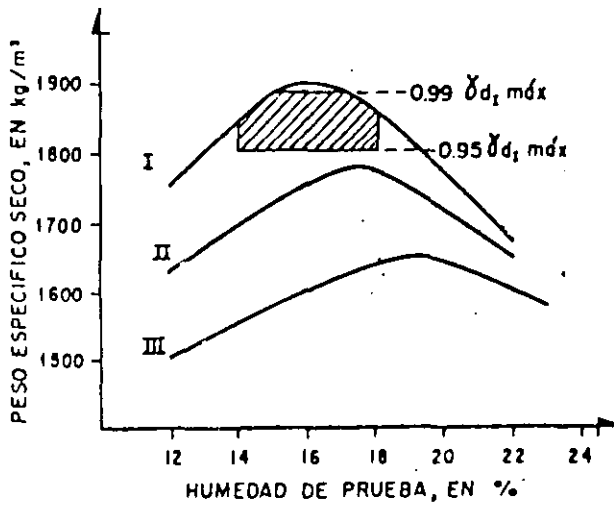
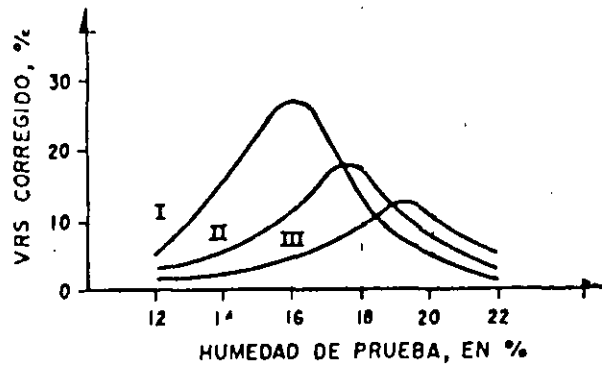
$$(\widehat{VRS}_z)$$

- NUMERO DE APLICACIONES DE CARGA PRODUCIDAS POR EL TRANSITO (ΣL).
- NIVEL DE CONFIANZA (Q_u).



Suelo arcilloso (CL)

Fig 4. Ejemplo: relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso (ref 8)



METODO CUERPO DE INGENIEROS

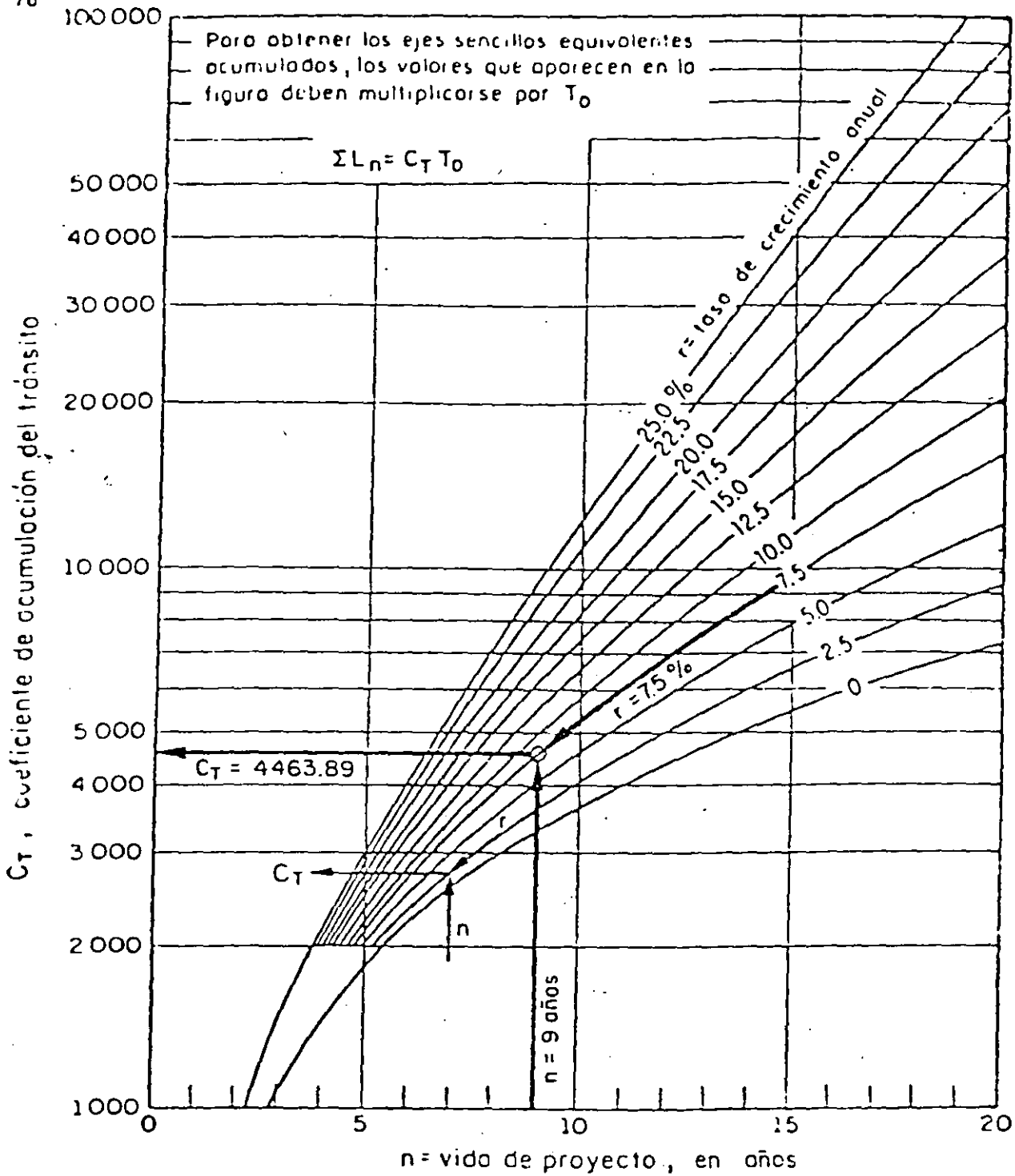
TABLA 1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRITICO ESTIMADO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS, SOBRE SUBRASANTES COMPACTADAS A 95 POR CIENTO DEL PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO PROCTOR ESTANDAR*

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP \geq 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

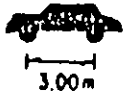
** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_z mínimos. En todos los casos se deben realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.



$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$	
C_T	coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r
T_0	tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton.
ΣL_n	tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Fig 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito



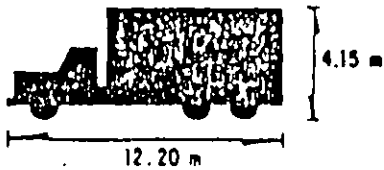
A2 Automóvil

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0 ✓	z = 15	z = 30 *	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A, B, C	1*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	2*	1.0	0.8	2.0	0.002	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
	Σ	2.0	1.6		0.004	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.1



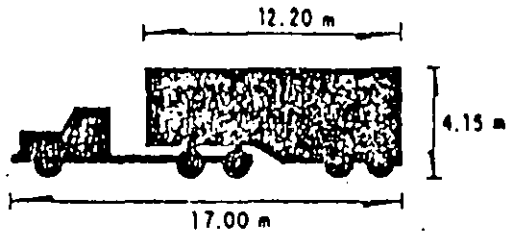
C3 Camión de tres ejes

Conjunto	Peso, en ton		$\rho, \text{kg/cm}^2$	+ d_m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d_v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	$z=0$	$z=15$	$z=30$	$z=60$	
Camino A	1 [*]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2 ^{**}	18.0	4.5	5.0	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.028	0.003	0.002
	Σ	23.5	8.5		3.000	2.817	2.457	2.940	3.000	0.154	0.039	0.023
Camino B	1 [*]	5.0	3.8	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.106	0.028	0.015
	2 ^{**}	15.0	4.2	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.021	0.002	0.001
	Σ	20.0	8.0		3.000	1.876	1.178	1.160	3.000	0.127	0.030	0.017
Camino C	1 [*]	4.0	3.5	5.4	0.666	0.107	0.034	0.021	0.666	0.058	0.018	0.010
	2 ^{**}	14.0	4.0	5.4	1.333	1.083	0.722	0.735	1.333	0.015	0.002	0.001
	Σ	18.0	7.5		1.999	1.190	0.756	0.756	1.999	0.073	0.020	0.011

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.7



T3-S2

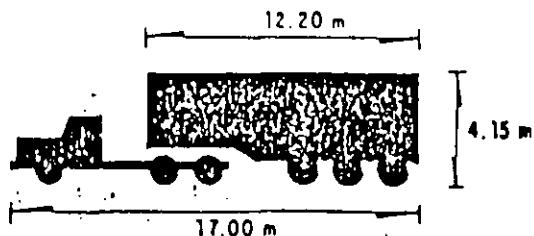
Tractor de tres ejes con
semirremolque de dos ejes

Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío				
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	
Camino A	1*	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
	2**	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	3**	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	41.50	12.0		5.000	5.285	4.747	5.761	5.000	0.160	0.040	0.023
Camino B	1*	5.0	3.5	5.8	1.000	0.261	0.106	0.071	1.000	0.079	0.019	0.010
	2**	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	3**	15.0	4.0	5.8	2.000	1.615	1.072	1.089	2.000	0.017	0.002	0.001
	Σ	35.0	11.5		5.000	3.491	2.250	2.249	5.000	0.113	0.023	0.012

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.11



T3-S3

Tractor de tres ejes con
semirremolque de tres ejes

162

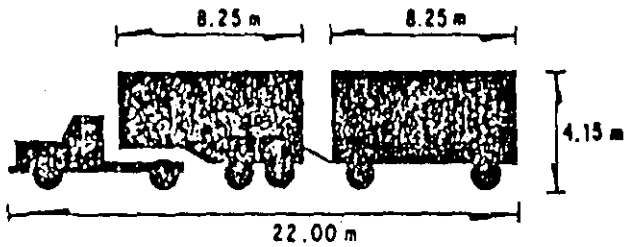
Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
1 [†]	5.5	4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126	0.036	0.021
2 ^{††}	18.0	4.0	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.017	0.002	0.001
3 ^{†††}	22.5	5.0	5.8	3.000	2.422	2.289	2.818	3.000	0.011	0.002	0.001
	46.0	13.0		6.000	5.239	4.746	5.758	6.000	0.154	0.040	0.023

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

99

Fig E.12



T2-S2-R2

Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes

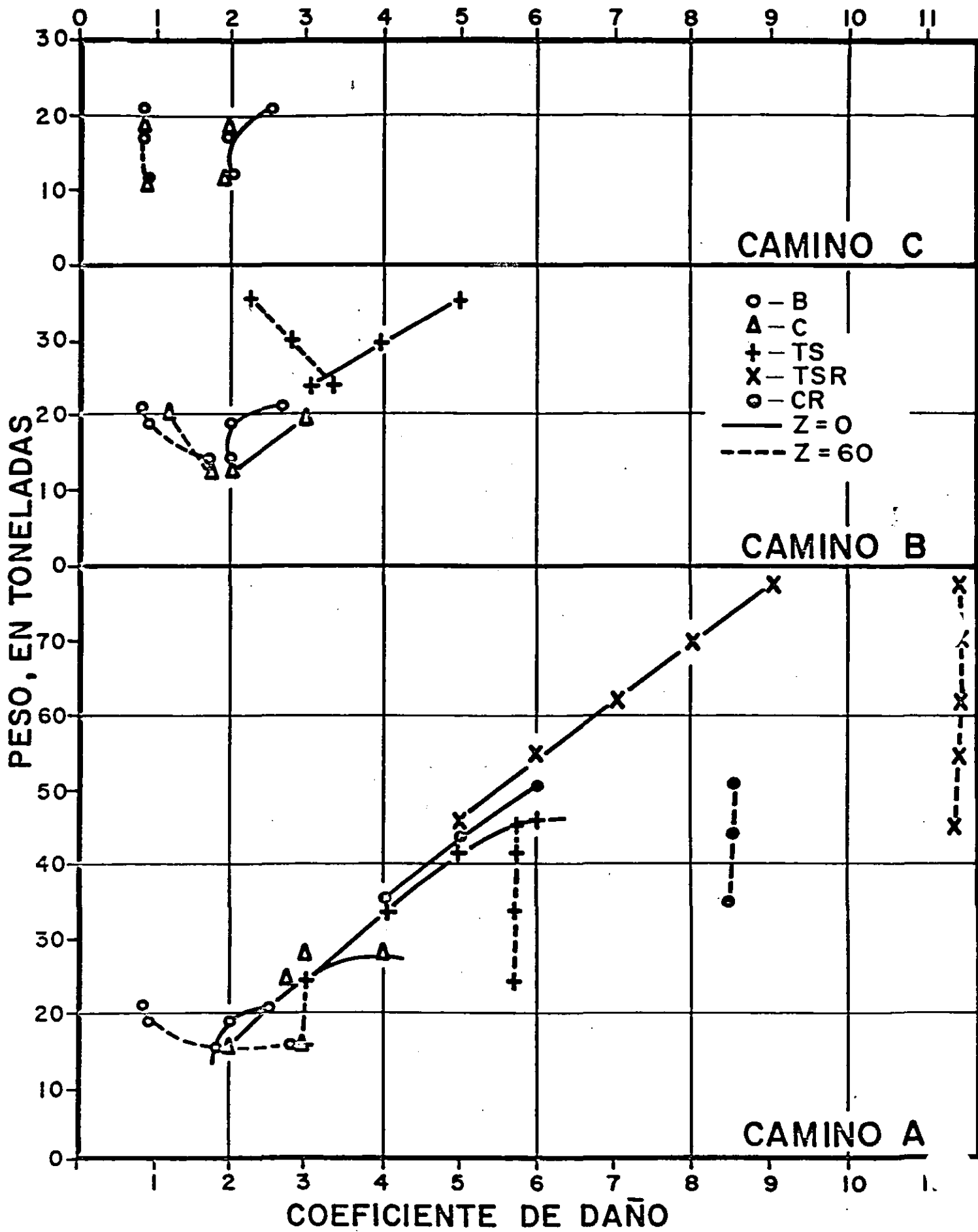
Conjunto	Peso, en ton		p, kg/cm ²	+ d _m = Coeficiente daño bajo carga máxima				d _v = Coeficiente de daño vacío			
	+Carga máxima	Vacío		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
	1 [*]	5.5		4.0	5.8	1.000	0.349	0.167	0.119	1.000	0.126
2 [*]	10.0	4.0	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.126	0.036	0.021
3 ^{**}	18.0	3.5	5.8	2.000	2.468	2.290	2.821	2.000	0.009	0.001	0.000
4 [*]	10.0	2.3	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.015	0.002	0.001
5 [*]	10.0	2.2	5.8	1.000	1.541	2.290	2.820	1.000	0.013	0.002	0.001
Σ	53-5	16.0		6.000	7.440	9.327	11.400	6.000	0.289	0.077	0.044

+ Cargas máximas de acuerdo con el "Proyecto de Actualización del Capítulo XI del Reglamento de Explotación de Caminos de la Ley de Vías Generales de Comunicación, SCT", México, D F, 1978.

- * EJE SENCILLO
- ** EJE TANDEM
- *** EJE TRIPLE

Fig E.17

FIG 1.- COEFICIENTES DE DAÑO DE LOS VEHICULOS FERMADOS EN LOS CAMINOS A, B y C. 68



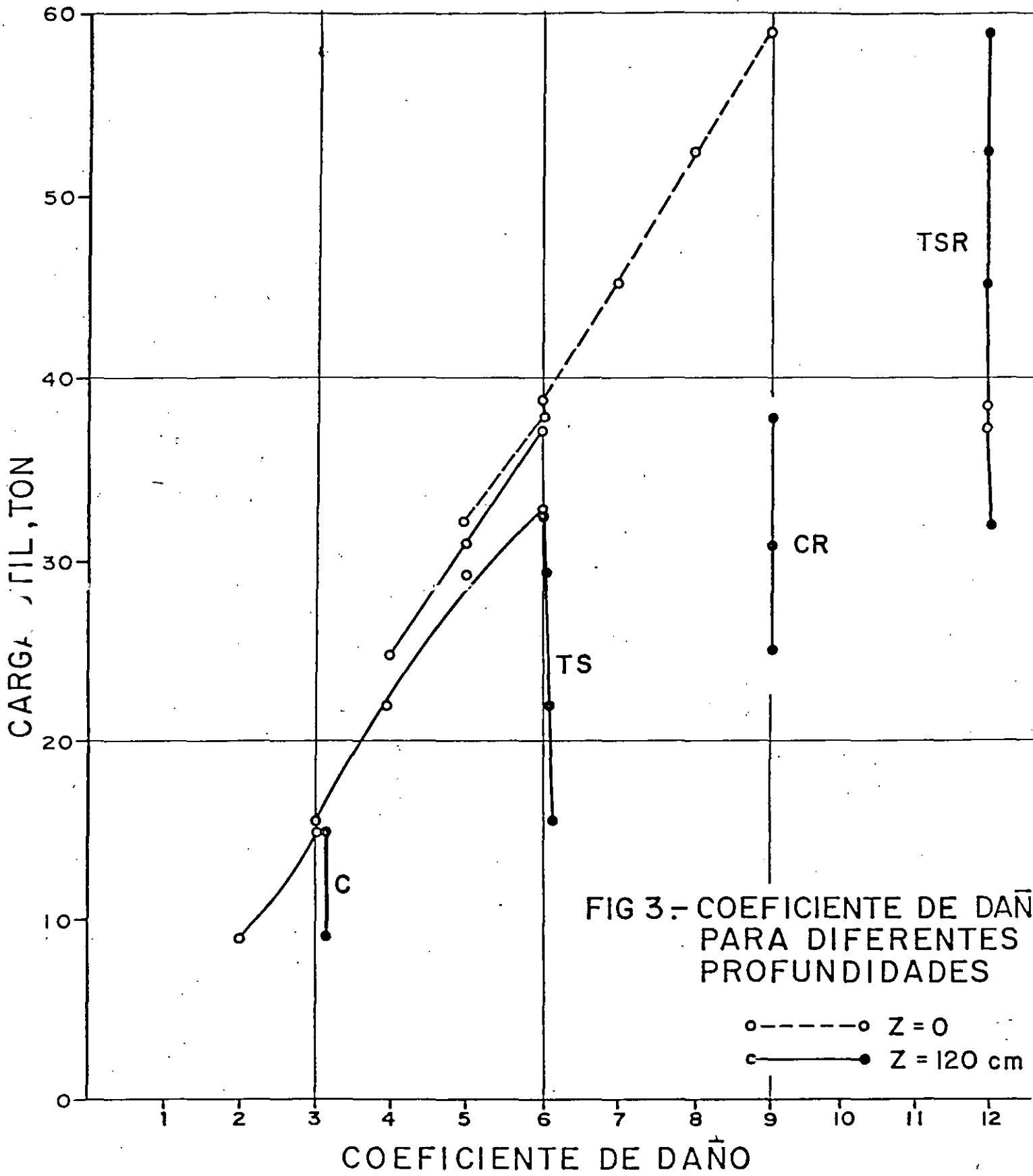


FIG 3.- COEFICIENTE DE DAÑO PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES

o-----o Z = 0
c-----● Z = 120 cm

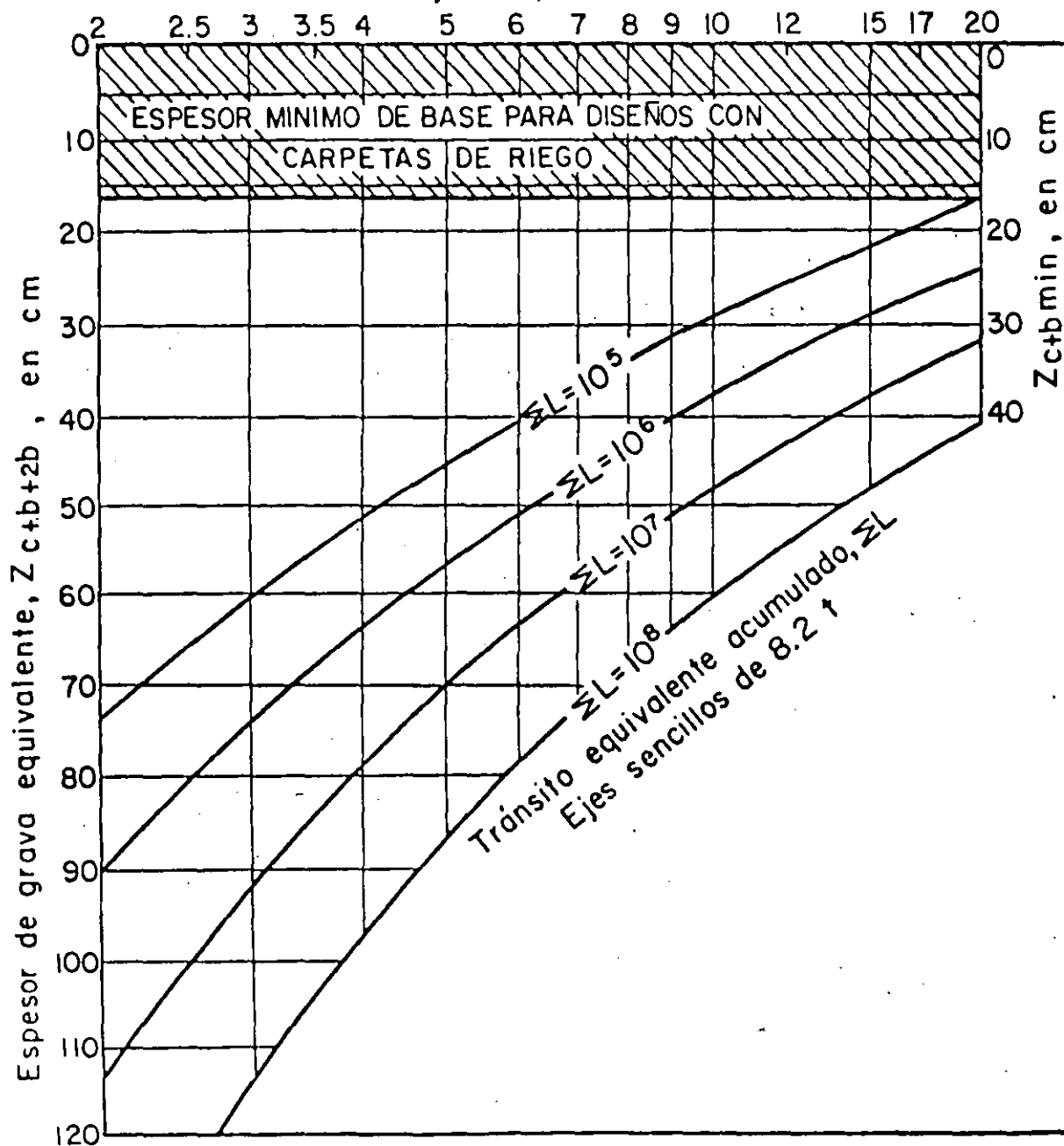
TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton			
					CARPETA Y BASE Z ^o 0 ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z ^o 30 ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤		
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000		
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000		
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002		
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000		
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124		
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.030	0.007		
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305		
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001		
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077		
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000		
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055		
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000		
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117		
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000		
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		1.307	0.688		
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 %					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨		250	250		
					C _T ⑩		4463.89	4463.89		
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500					CD CARRIL PRO	0 = 0.5	ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩		1458.578	67.790

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

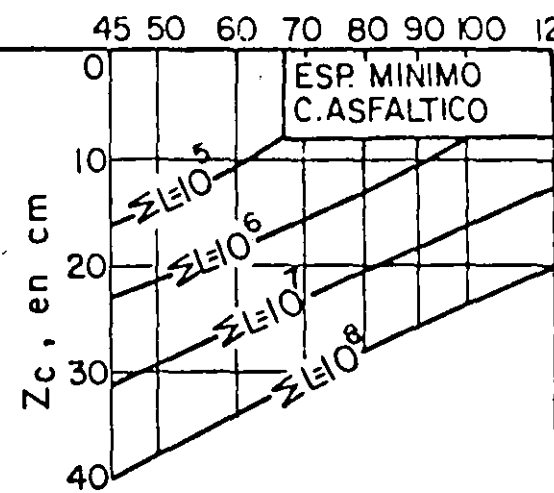
OK

VALOR RELATIVO DE SOPORTE D. DISEÑO, \widehat{VRS} , EN PORCIENTO

a nivel de sub-base y/o capas inferiores



\widehat{VRS} crítico de la base



NIVEL DE RECHAZO	NIVEL DE CONFIANZA
2.5	$Q_u = 0.9$

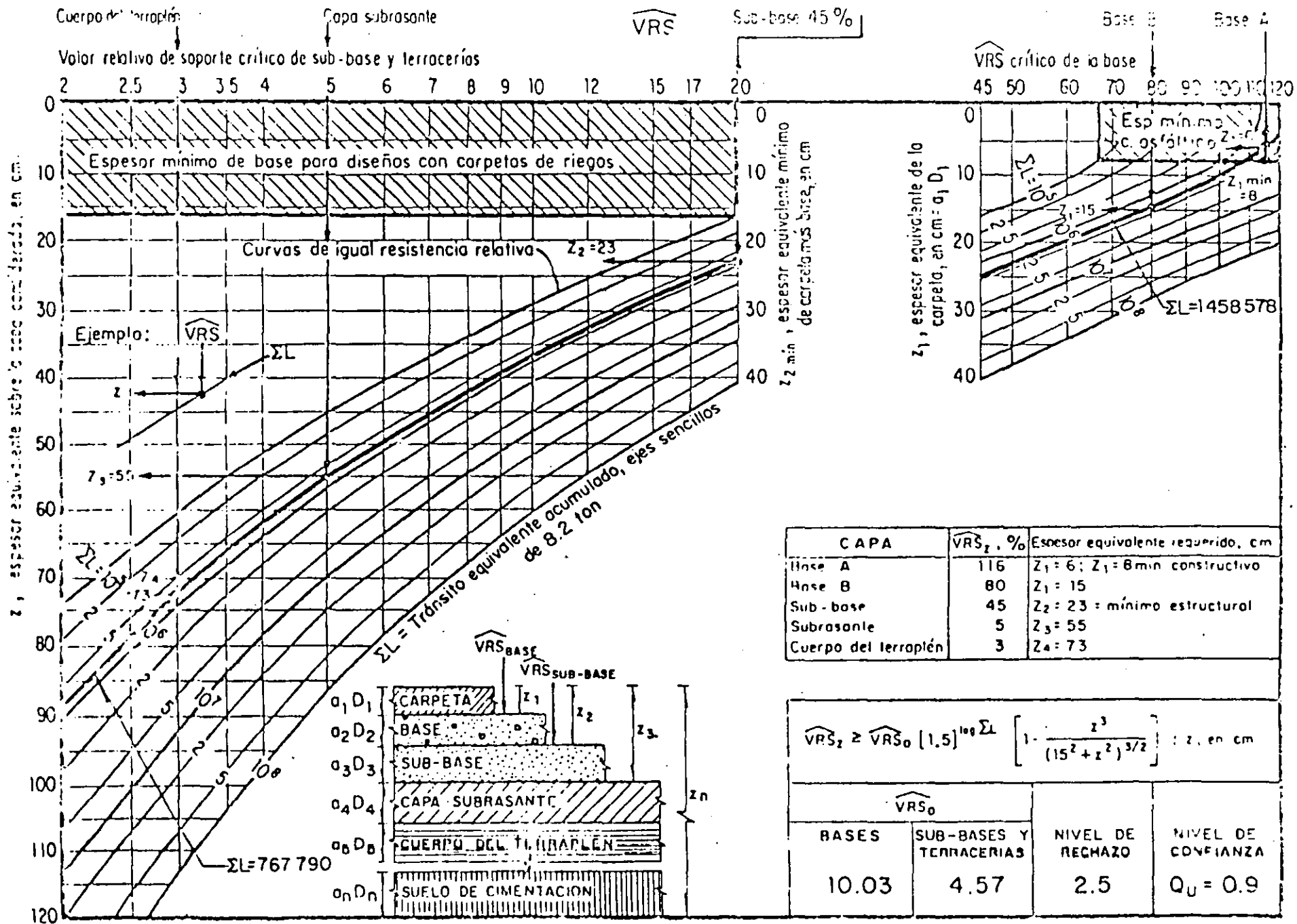


Fig 8. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carpetas con pavimento flexible

78

72

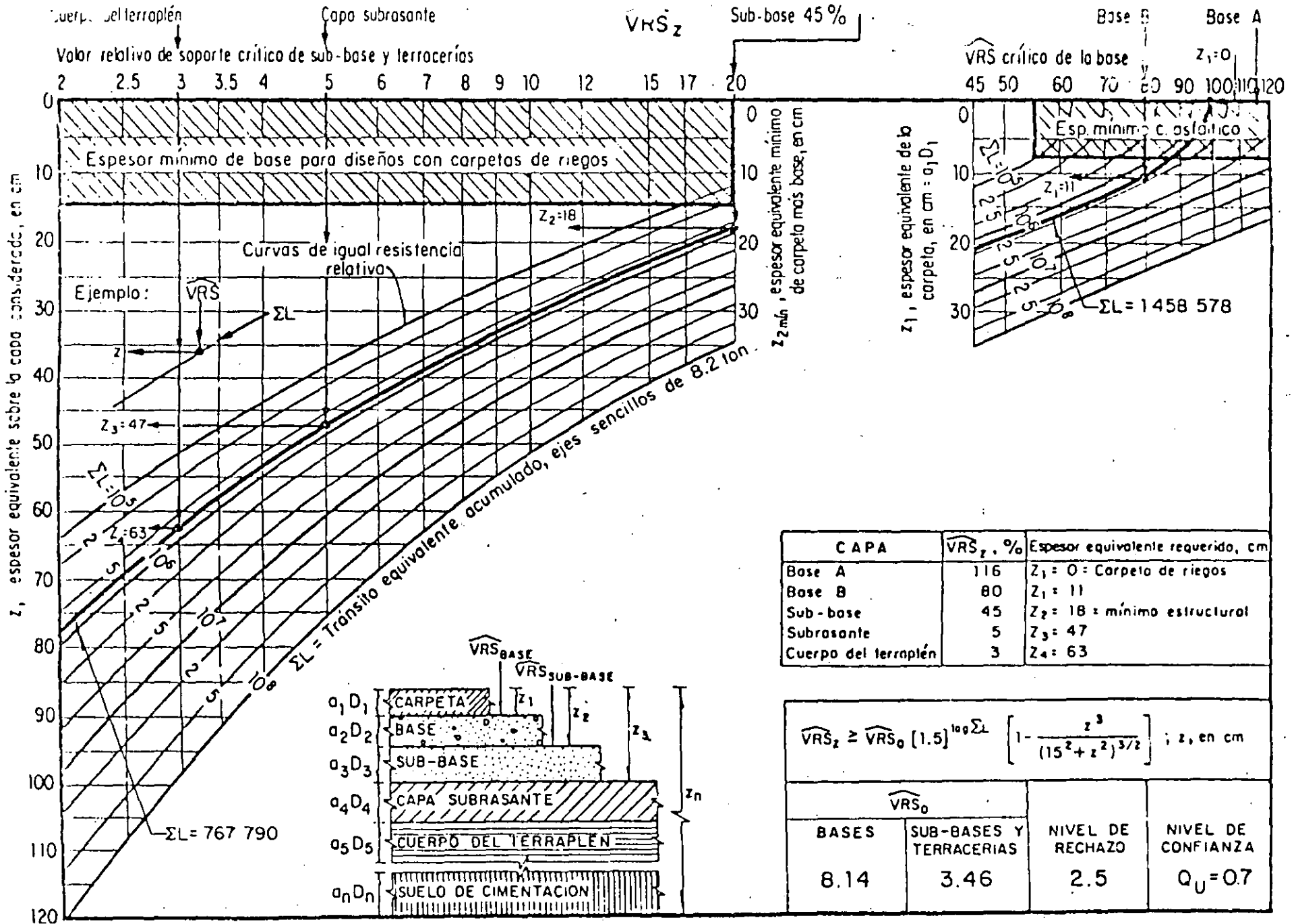
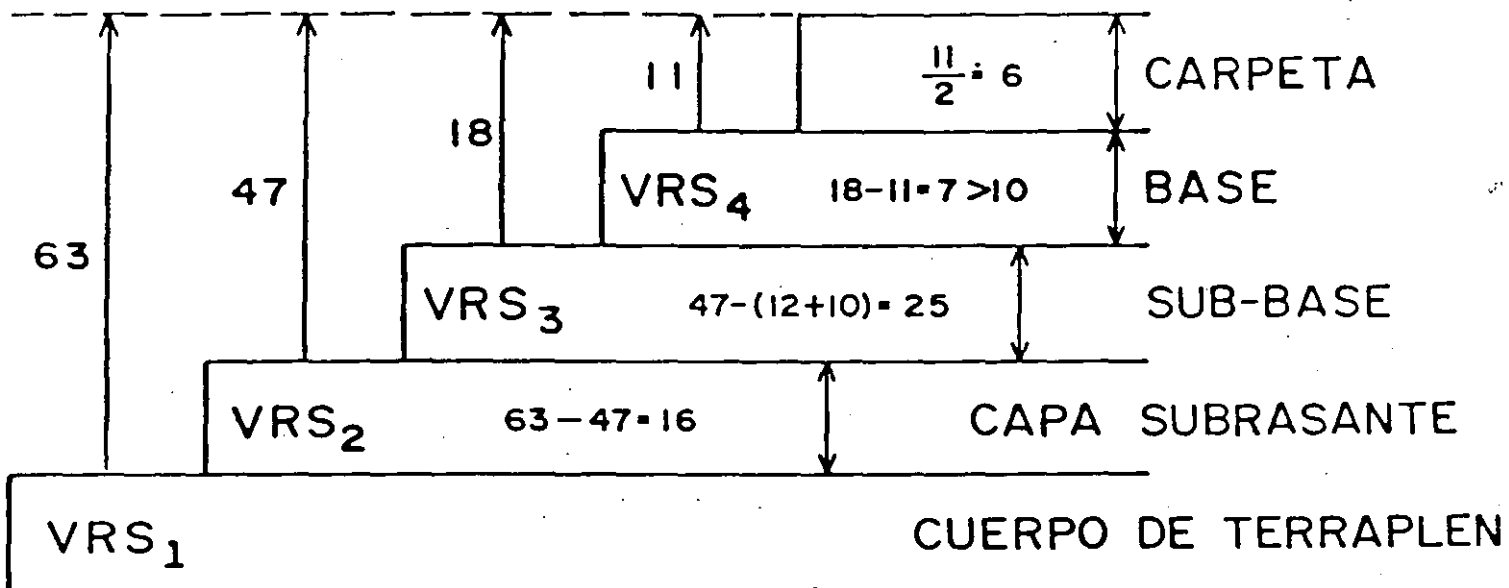


Fig 7. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

ESPESOR MINIMO EQUIVALENTE, ES
ES EL QUE RESULTE MAYOR DE:

- 8 Cm. EN CARPETA O 10 Cm. EN CUALQUIER
CAPA .
- 15 Cm. EN BASE SI LA CARPETA ES DE RIEGOS.
- EL ESPESOR PARA $VRS=20$, PARA ESPESOR
COMBINADO DE BASE Y CARPETA .
- EL QUE FIJE EL ANALISTA A SU JUICIO.

ESQUEMA DE APLICACION DEL METODO
DEL INSTITUTO DE INGENIERIA



EJEMPLO METODO INSTITUTO DE INGENIERIA

76

ATOS

CARRETERA SECUNDARIA, BUEN CONTROL, CONSERVACION

NIVEL DE CONFIANZA = 0.70

TRANSITO $\Sigma L = 1.5 \times 10^6$, Z=0

$\Sigma L = 0.8 \times 10^6$, Z=30

MATERIALES	\overline{VRS}_Z	V	\widehat{VRS}_Z
GRAVA NATURAL	100	0.25	80
ARENA ARCILLOSA	60	0.30	45
ARCILLA SUBRASANTE	--	--	5
ARCILLA TERRAPLEN	--	--	3

$$\widehat{VRS}_Z = \overline{VRS}_Z (1 - 0.84V)$$

DIMENSIONAMIENTO

CAPA	ESPESOR EQUIV. SOBRE CAPA (cm)	ESPEORES REALES (cm)
CARPETA		$11/2 = 5.5$ ---->6
GRAVA NATURAL (BASE)	11	$18 - 11 = 7$ ---->10
ARENA ARCILLOSA (SUBBASE)	18	$47 - (12 - 10)$ ---->25
ARCILLA SUBRASANTE	47	$63 - 47$ ---->16
ARCILLA TERRAPLEN	63	

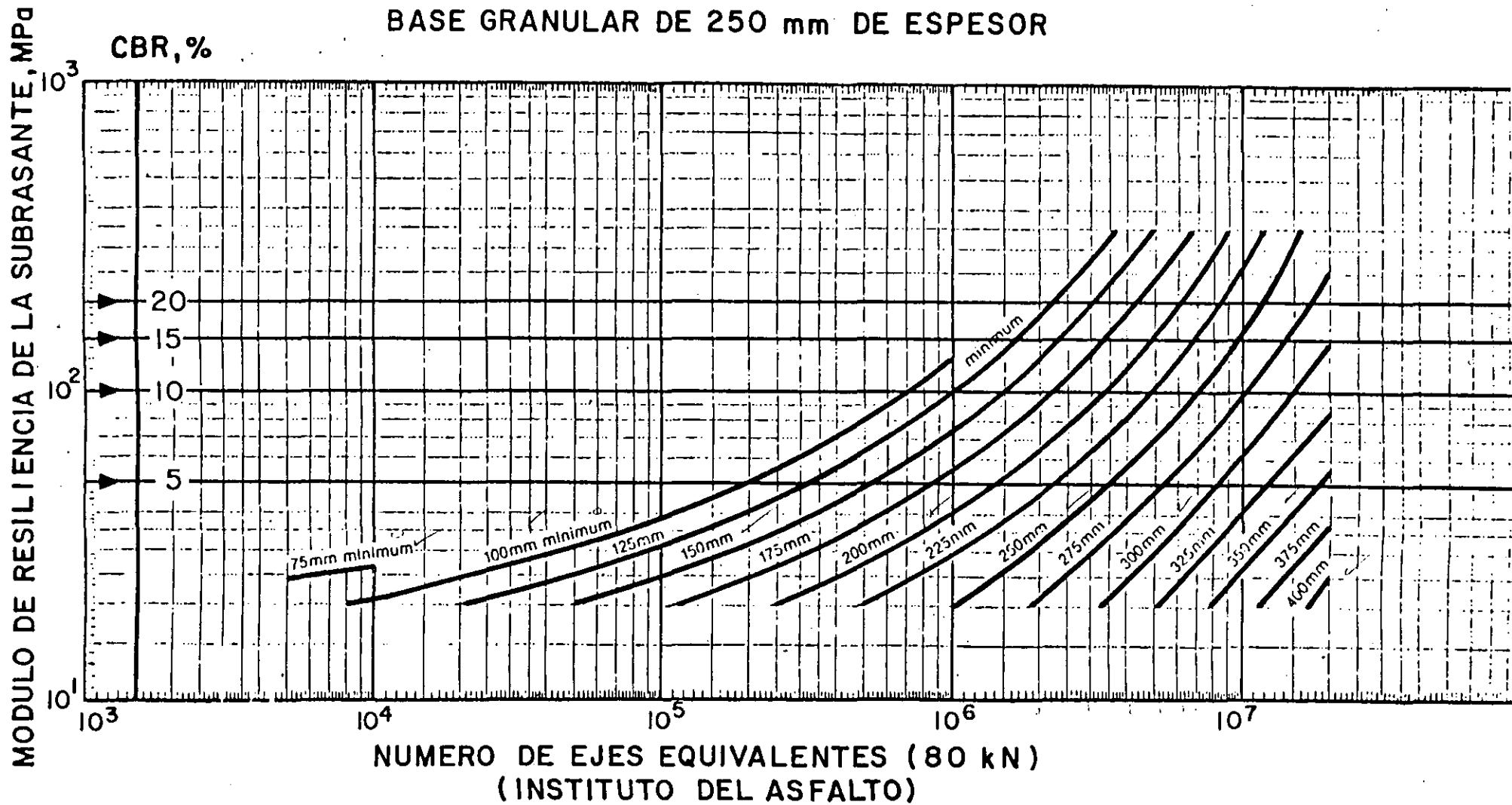


FIG. 8.- GRAFICA DE DISEÑO PARA CARPETAS DE CONCRETO
ASFALTICO SOBRE BASES GRANULARES

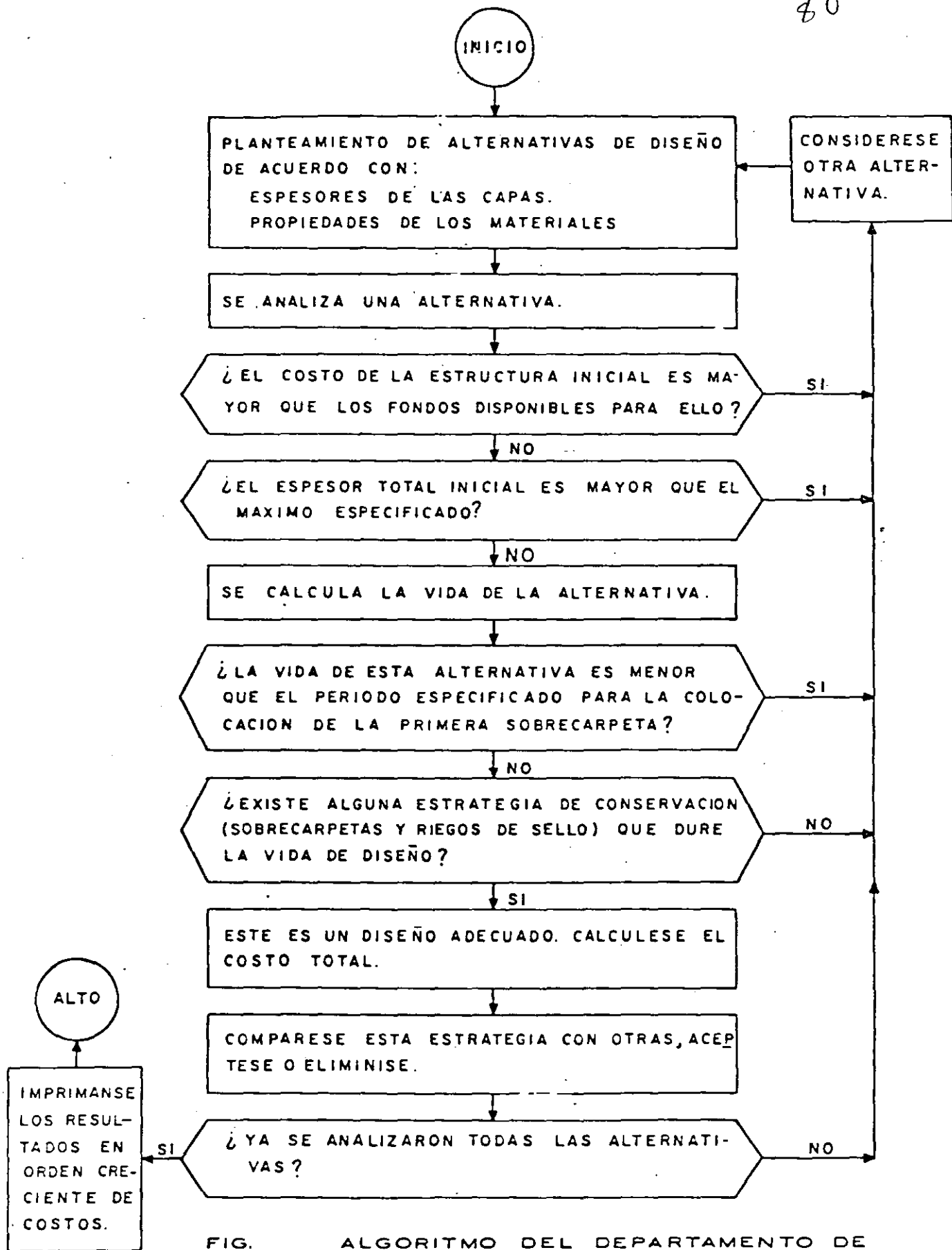


FIG. ALGORITMO DEL DEPARTAMENTO DE CARRETERAS DE TEXAS PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Categorías de tránsito		
Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t (130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

CATEGORIAS DE SUBRASANTE

E1 CBR = 5 - 10
 E2 CBR = 10-20
 E3 CBR = 20 +

TABLA 1





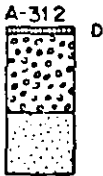





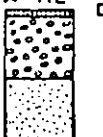




Número de ejes equivalentes de 13 t(130 kN) correspondiente a un eje simple		
Carga por eje P(t) P'(kN)	Número de ejes equivalentes de 13 t(130 kN)	
1 10	0,00004	
2 20	0,00055	
3 30	0,003	
4 40	0,009	
5 50	0,02	
6 60	0,04	
7 70	0,08	
8 80	0,14	
9 90	0,22	
10 100	0,35	
11 110	0,51	
12 120	0,73	
13 130	1,0	
14 140	1,3	
15 150	1,8	
16 160	2,3	
17 170	2,9	
18 180	3,7	
19 190	4,6	
20 200	5,6	

CATEGORIAS DE TRANSITO

DESIGNACION	NUMERO ACUMULADO DE EJES DE 8.2 t (80 KN)
T ₀ _____	6×10^7
T ₁ _____	$2.5 \times 10^7 - 6 \times 10^7$
T ₂ _____	$5 \times 10^6 - 2.5 \times 10^7$
T ₃ _____	$5 \times 10^5 - 5 \times 10^6$
T ₄ _____	$6.3 \times 10^4 - 5 \times 10^5$






Fig. 3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1	E 2	E 3	
			T1
			T2
			T3
			T4
			T4
			

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

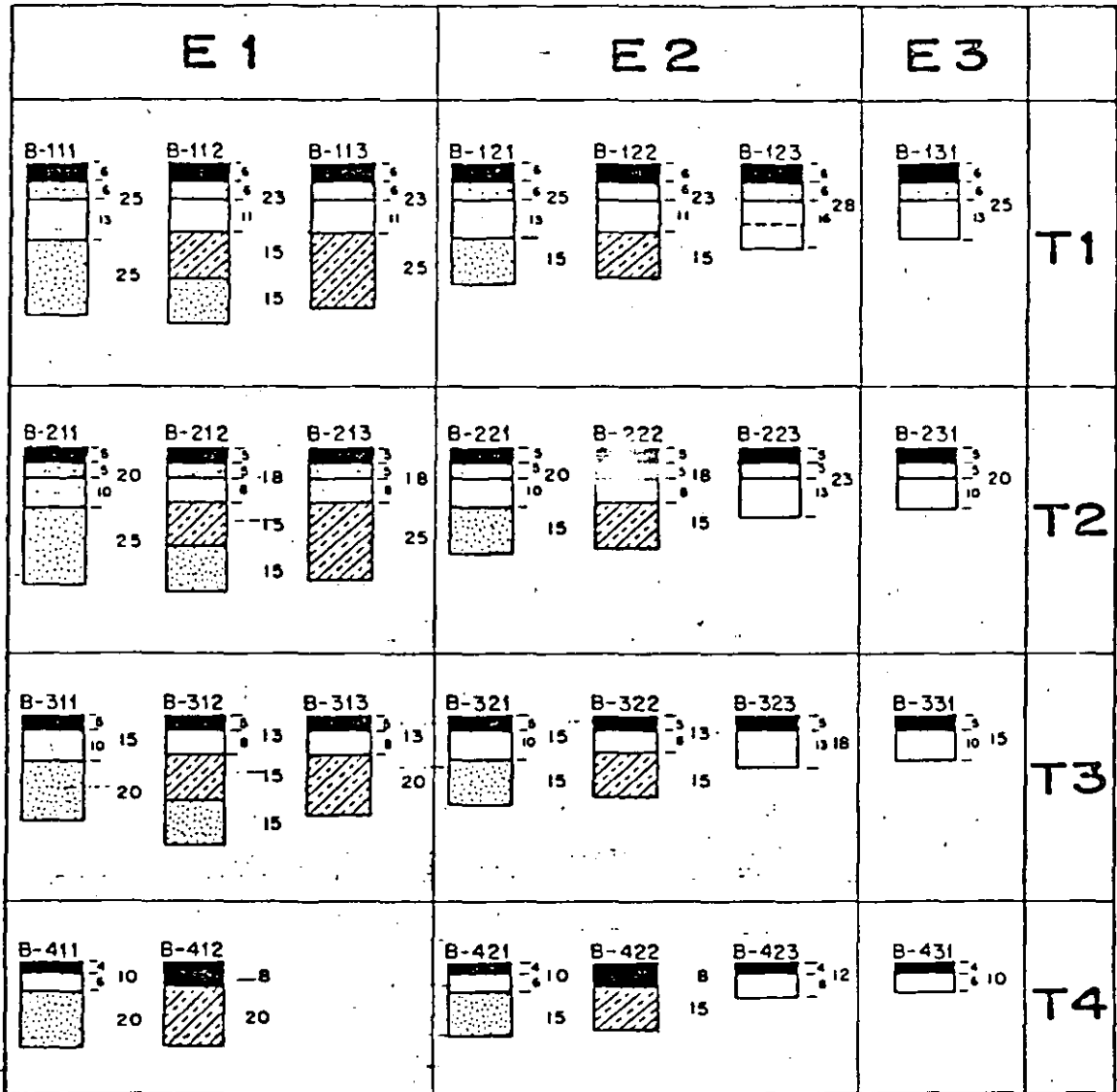
Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)  CAPA DE RODADURA  CAPA INTERMEDIA	 DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)  BASE GRANULAR (3.3.9)  SUBBASE GRANULAR (3.3.10)
-------------------	--	---	---

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base será de macadam.

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA

6.1 IC



No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curada.

Espesores en centímetros

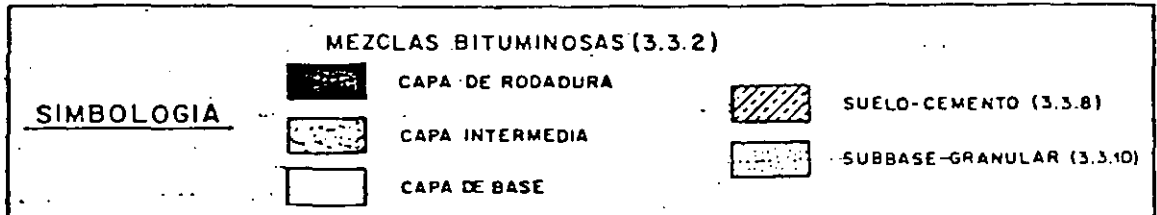


Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1		E 2		E 3			
<p>C-111</p> <p>3 15 18 15 15</p>	<p>C-112</p> <p>3 15 20 20</p>	<p>C-113</p> <p>3 15 20 20 20</p>	<p>C-121</p> <p>3 15 18 15</p>	<p>C-122</p> <p>3 15 18 15 15</p>	<p>C-131</p> <p>3 15 18 15</p>	<p>C-132</p> <p>3 15 18 15 15</p>	T1
<p>C-211</p> <p>3 12 18 20</p>	<p>C-212</p> <p>3 12 15 20</p>	<p>C-221</p> <p>3 12 15 15</p>	<p>C-222</p> <p>3 12 15 15 15</p>	<p>C-231</p> <p>3 12 18 (**)</p>			T2
<p>C-311</p> <p>6 18 20</p>	<p>C-312</p> <p>6 15 20</p>	<p>C-321</p> <p>6 15 15</p>	<p>C-322</p> <p>6 15 15 15</p>	<p>C-331</p> <p>6 18 (**)</p>			T3
<p>C-411</p> <p>5 15 15</p>	<p>C-412</p> <p>5 15 15</p>	<p>C-421</p> <p>5 20</p>	<p>C-422</p> <p>5 20 20</p>	<p>C-431</p> <p>5 15</p>	<p>C-432</p> <p>5 15 15</p>		T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

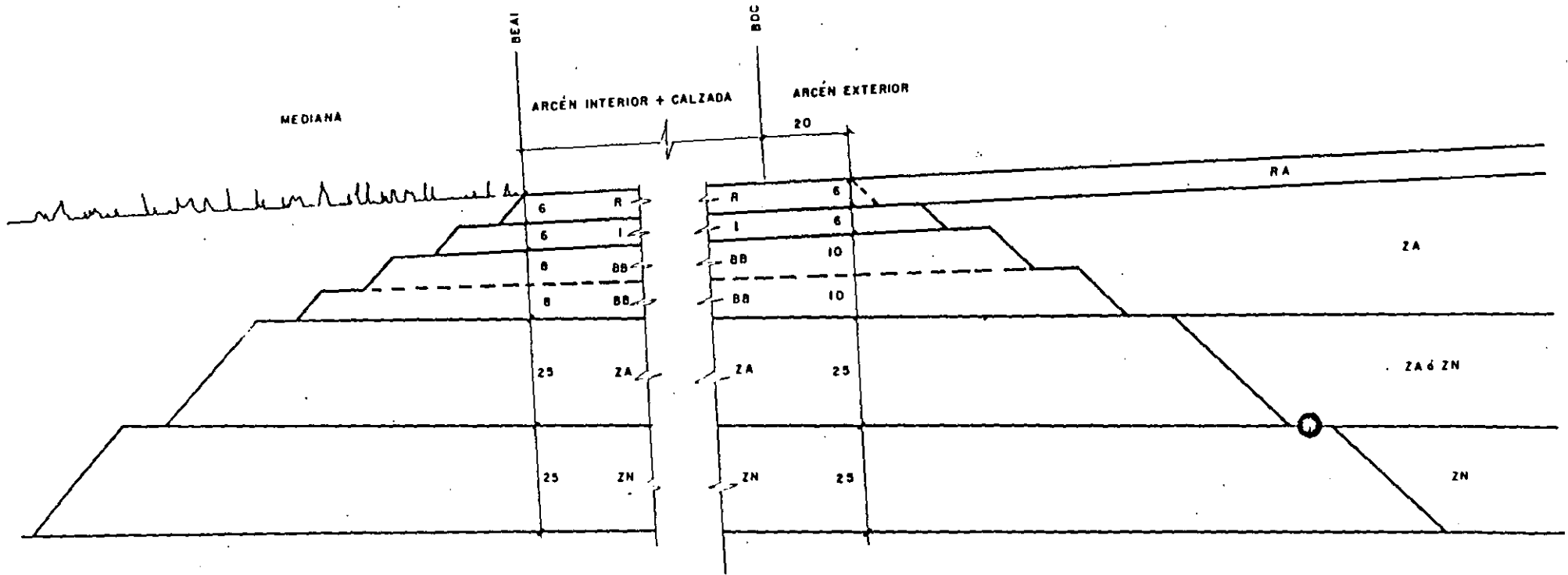
Esesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)
		CAPA DE RODADURA		SUELO-CEMENTO (3.3.8)
		CAPA INTERMEDIA		ZAHORRA ARTIFICIAL (3.3.9)
				SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

(*) Si la esponada está estabilizada con cemento en 15 cm de profundidad se podrá suprimir la subbase, aumentando en este caso el espesor de la base a 20 cm.

(**) 15 cm con esponada estabilizada con cemento.

SECCIÓN 022



SECCIÓN 126

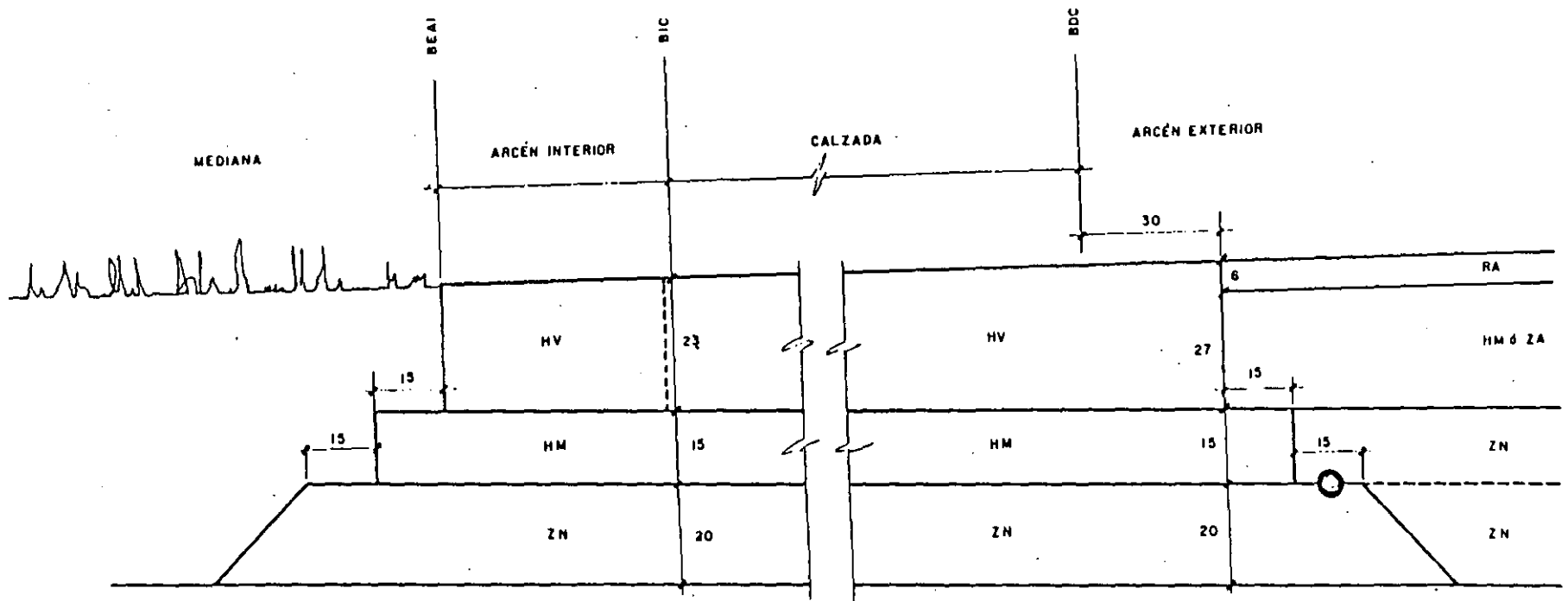


TABLA 3
CATALOGO DE ESTRUCTURAS DE FIRME

TRAFICO	T 0													T 1													
	021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037	121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136
SECCION N° →																											
HORMIGON VIBRADO						28	28						28	28							25	25					2
MEZCLAS BITUMINOSAS	35	30	30	15	8			35	30	27	15	8			30	25	25	15	8			30	25	22	15	8	
HORMIGON COMPACTADO					25							25								22							22
HORMIGON MAGRO						15							15								15						15
GRAVACIMIENTO				25			15				22			15				22			15					20	
SUELOCIMIENTO			20	20	20					20	20	20					20	20	20						20	20	20
ZAHORRA ARTIFICIAL	20	25							25						20	25							25				
ZAHORRA NATURAL		25				20	20									25					20	20					
EXPLANADA	E2						E3						E2					E3									

ALGUNOS FACTORES QUE DEBEN SER CONSIDERADOS PARA
LA ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS.

- PERFIL DE TRANSITO
- NIVEL DE MANTENIMIENTO
- COSTO DE OPERACION
- CONFIABILIDAD
- CALIDA DE RODAMIENTO
- NIVEL DE CONSISTENCIA
- DISPONIBILIDAD DE MATERIALES
- DISPONIBILIDAD DE FONDOS
- PROCEDIMIENTOS Y CONTROL DE LA CONSTRUCCION
- PROBLEMAS ESPECIFICOS

ELEMENTO	ESPEORES, cm (ESPAÑA)						MEXICO
CONCRETO HIDRAU- LICO						28	
CAPAS ASFALTICAS	30	27	15	8	35		10
BASE DE AGREGA - DOS GRANULARES	25						20
SUELO CEMENTO		20	20	20			
BASE TRATADA CON CEMENTO			22			15	
CONCRETO RODI - LLADO				25			

TRANSITO : MAS DE 200 VEHICULOS PESADOS POR DIA
 CBR SUBRASANTE : 20 %

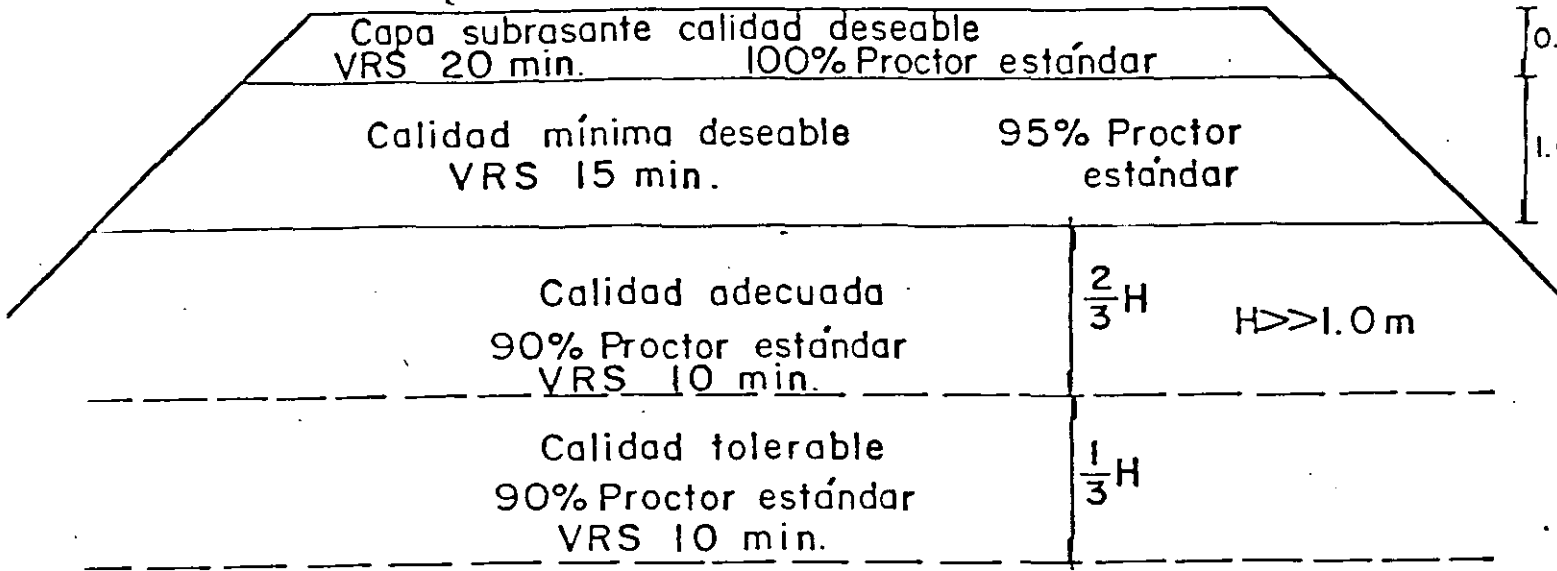
TABLA 3.- ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS PROPUESTAS
 PARA AUTOVIAS

OBRA VIAL TIPO	C A R A C T E R I S T I C A
I	DEBEN TENER CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO O HIDRAULICO
II	CON EL TIEMPO REQUERIRAN CARPETA DE CON-- CRETO ASFALTICO O HIDRAULICO
III	REQUIEREN SOLAMENTE UN TRATAMIENTO ASFAL- TICO SUPERFICIAL
IV	REQUIEREN DE UN REVESTIMIENTO SUPERFICIAL

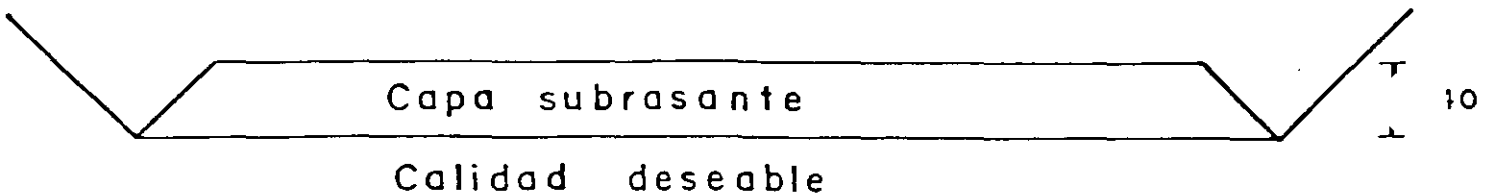
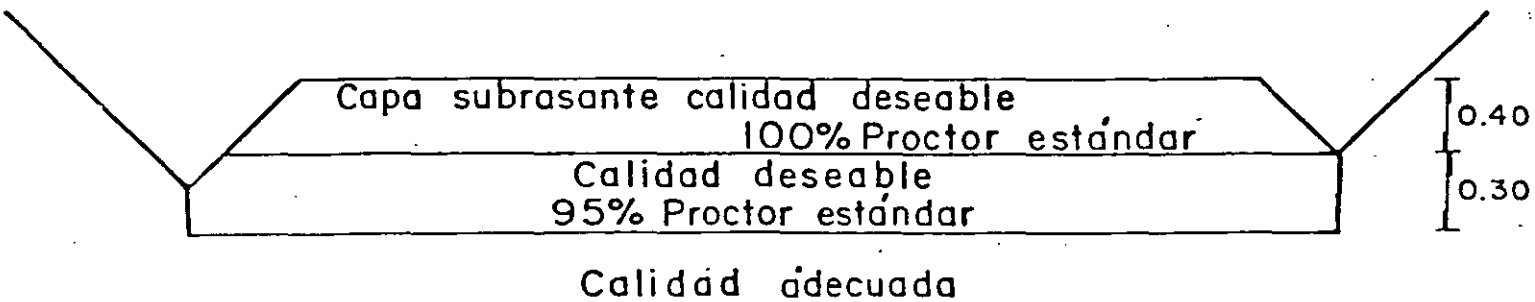
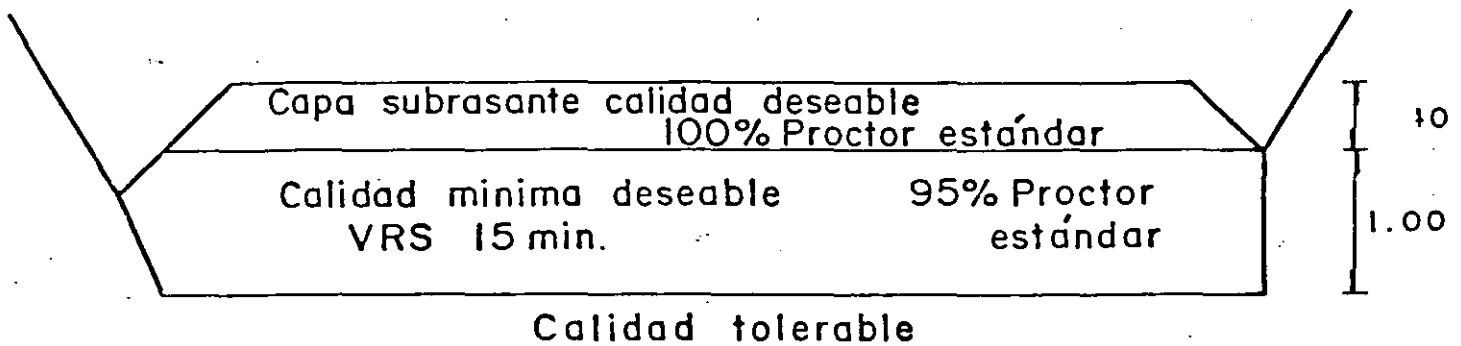
ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS

C A P A	ESPESOR MINIMO Y CALIDAD SEGUN TIPO DE VIALIDAD, CM			
	I	II	III	IV
CARPETA	7 - 10 DESEABLE	5 ADECUADA	RIEGOS ADECUADA	--
BASE	15 DESEABLE	15 DESEABLE	15 ADECUADA	--
SUBBASE	15 DESEABLE	15 DESEABLE	15 ADECUADA	15 ADECUADA
REVESTIMIENTO	--	--	--	15 ADECUADA
CAPA SUBRASANTE	40 DESEABLE	40 ADECUADA	40 TOLERABLE	30 TOLERABLE

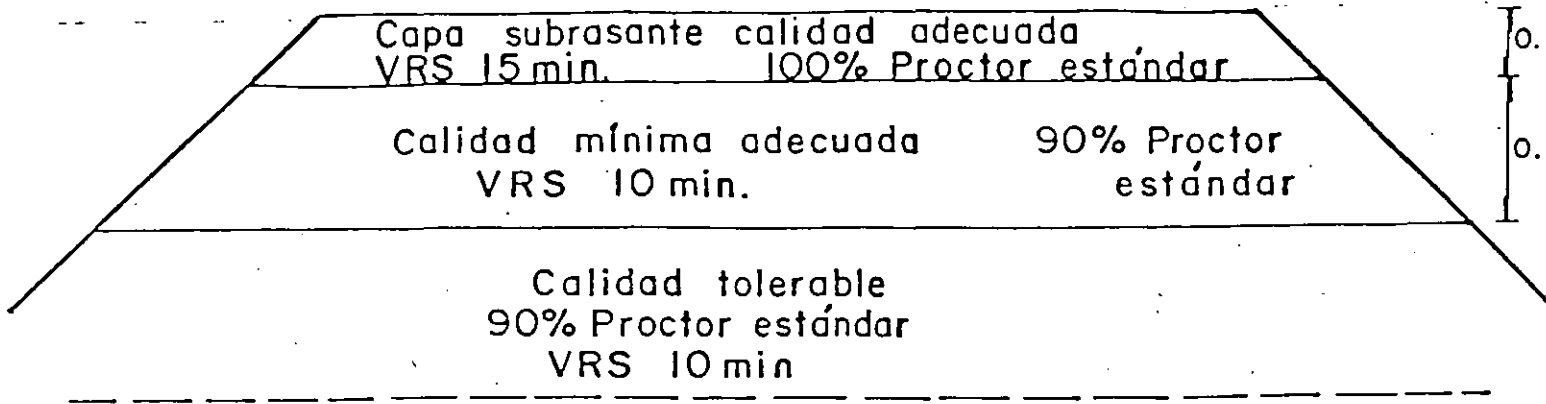
TERRAPLEN



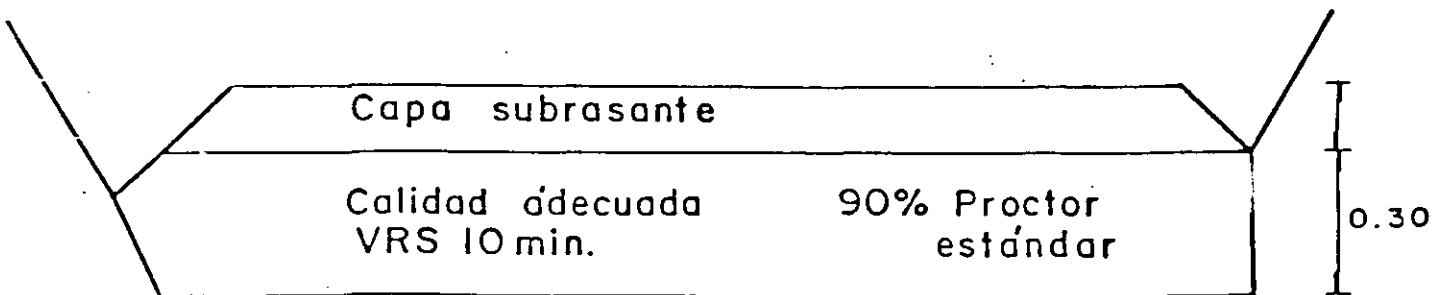
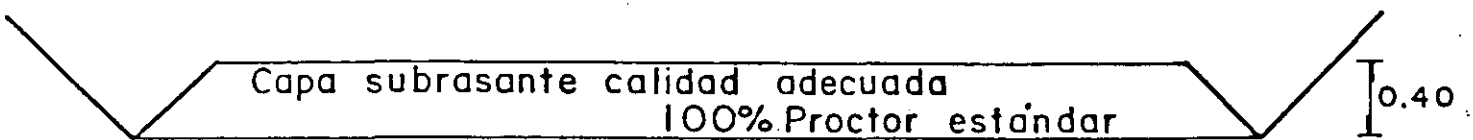
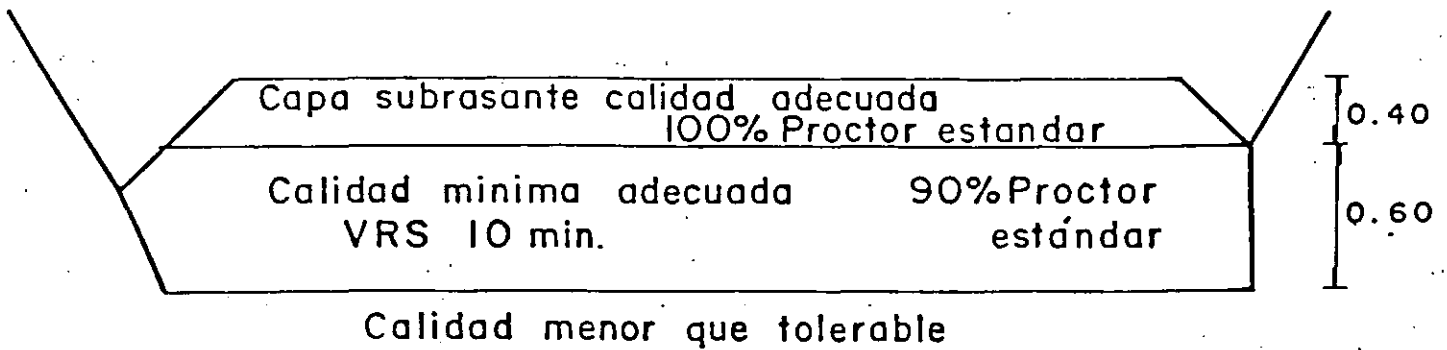
CORTE



TERRAPLEN



CORTE



VIALIDAD TIPO III

TERRAPLEN

Capa subrasante calidad tolerable
VRS 15 min. 100% Proctor estándar

Calidad mínima tolerable 90% Proctor estándar
VRS 10 min.

0.
0.

CORTE

Capa subrasante calidad deseable
100% Proctor estándar

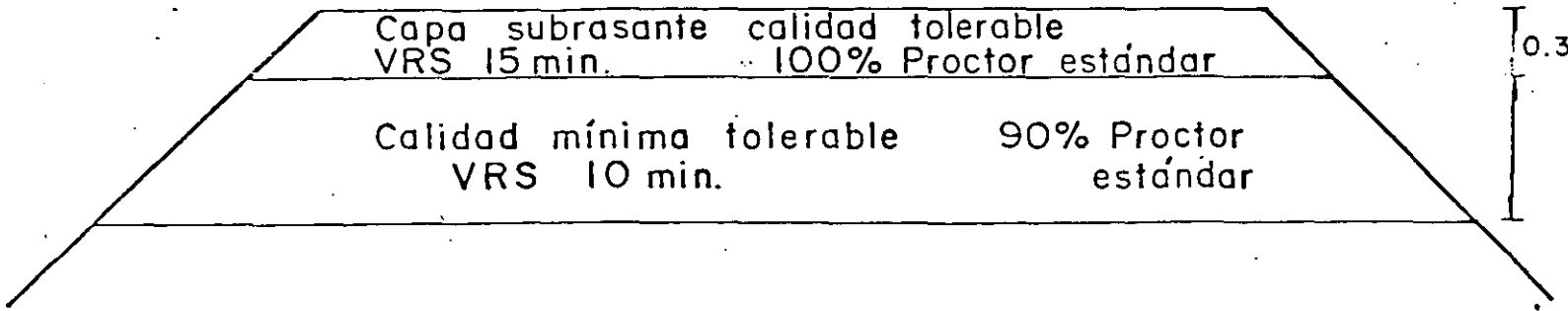
Calidad mínima tolerable 90% Proctor estándar
VRS 10 min.

0
0.30

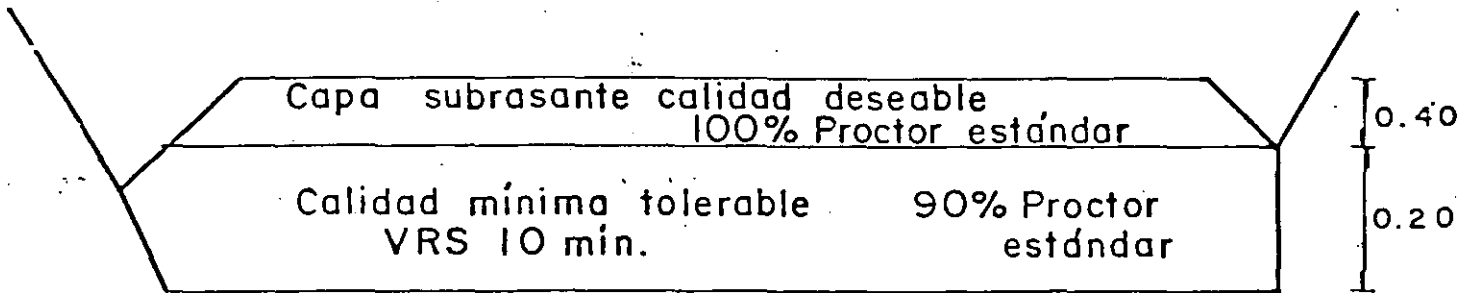
Calidad menor que tolerable

VIALIDAD TIPO IV

TERRAPLEN



CORTE



Calidad menor que tolerable

TABLA 1

TERRACERIAS

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADO	TOLERABLE
GRANULOMETRIA (mm)	80% MAT. < 75 95% MAT. < 200	80% MAT. < 750	
TAMAÑO MAXIMO (mm)	-	1500	2000
% FINOS (MAT. < 0.075 mm)	30 MAX	40 MAX	40 MAX
WL (%)	40 MAX	50 MAX	60 MAX
IP %	12 MAX	20 MAX	25 MAX
COMPACTACION (%)	95 MIN AASHTO EST	90 MIN AASHTO EST	90 MIN AASHTO EST
C.B.R. (%)	15 MIN	10 MIN	10 MIN
EXPANSION (%)	-	-	3 MAX

TABLA 2

SUBRASANTE

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	76	76	76
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	25 MAX	35 MAX	40 MAX
WL (%)	30 MAX	40 MAX	50 MAX
IP (%)	10 MAX	20 MAX	25 MAX
COMPACTACION (%)	100 MIN AASHTO EST.	100 MIN AASHTO EST.	100 MIN AASHTO EST.
C.B.R. (%)	20 MIN	15 MIN	15 MIN

TABLA 3
SUB - BASES

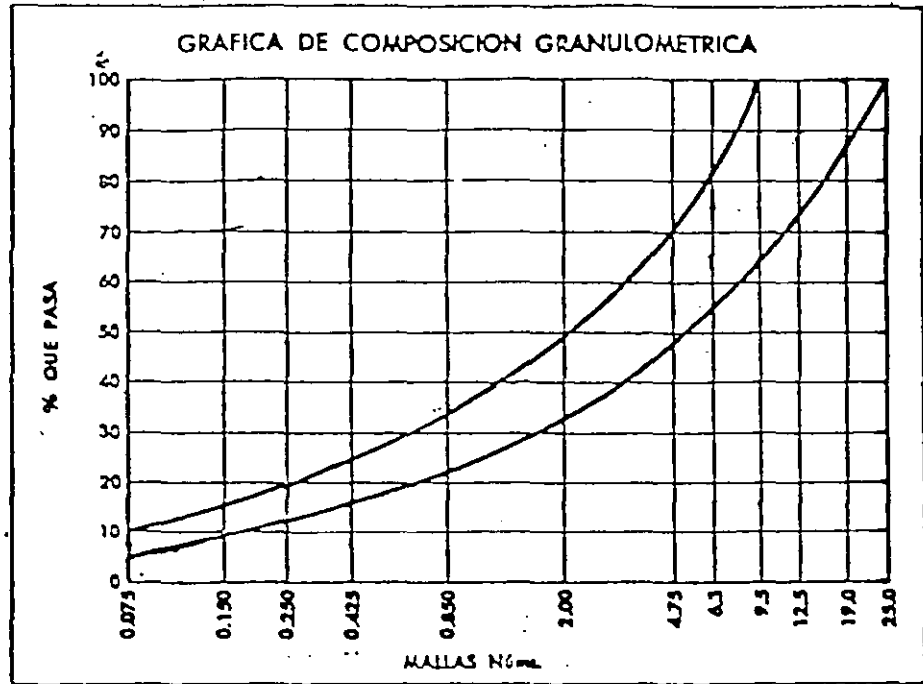
CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA	REVESTIMIENTO
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	76	76	76
% FINOS (MAT. < 0.74 mm)	15 MAX	20 MAX	10 MAX
W.L. (%)	25 MAX	30 MAX	35 MAX
IP (%)	10 MAX	12 MAX	10 MAX
COMPACTACION (%) PRUEBA:	100 MIN AASHTO MOD.	100 MIN AASHTO MOD.	100 MIN AASHTO EST.
EQUIV. ARENA (%)	40 MIN	30 MIN	-
C.B.R. (%)	40 MIN	30 MIN	40 MIN
DESGASTE LOS ANGELES %	40 MAX	-	-
ZONA GRANULOMETRICA	1 - 2	1 a 3	1 a 3

TABLA 4
BASES

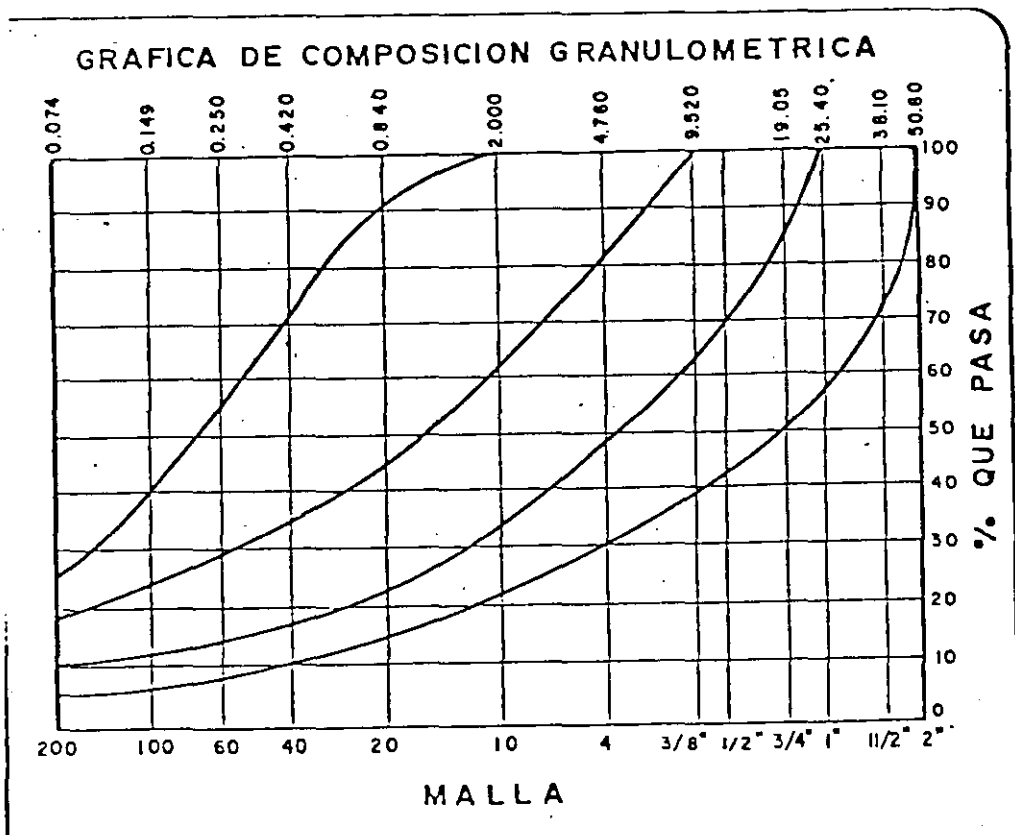
CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	50	50
% FINOS (MAT. < 0.074mm)	10 MAX	15 MAX
WL (%)	25 MAX	30 MAX
IP (%)	6 MAX	6 MAX
COMPACTACION (%)	100 MIN AASHTO MOD	100 MIN AASHTO MOD.
EQUIV. ARENA (%)	50 MIN	40 MIN
C.B.R. (%)	100 MIN	80 MIN
DESGASTE LOS ANGELES (%)	40 MAX	40 MAX
ZONA GRANULOMETRICA	1 Y 2	1 y 2

TABLA 5
CARPETA ASFALTICA

CALIDAD	DESEABLE	ADECUADA
GRANULOMETRIA TAMAÑO MAXIMO (mm)	25	25
% FINOS (MAT. < 0.074 mm)	4 MAX	8 MAX
W.L. (%)	-	-
I.P. (%)	0	5 MAX
EQUIV. ARENA (%)	60 MIN	55 MIN
DESGASTE LOS ANGELES (%)	30 MAX	40 MAX
% PARTICULAS ALARGADAS	25 MAX	50 MAX



CONCRETO ASFALTICO



TOLERANCIAS

32 e

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.50 %
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud, paralela y normalmente al eje	1.5 cm
Espeores:	
En el 85% como mínimo del número total de espeores determinados:	$e_r \geq 0.90 e$
En el 15% como máximo del número total de espeores determinados:	$0.8 e \geq e_r \geq 0.9$
En el 5% como máximo del número total de espeores - determinados:	$0.7 e \geq e_r \geq 0.8$

Carpetas.

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.25%
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud paralela y normalmente al eje.	0.5 cm.
Espeores:	
En el 90% como mínimo del número total de espeores determinados.	0.5 cm.
En el 10% restante del número total de espeores	de (-0.5 cm). a (-1.0 cm)
Coefficiente de fricción, determinado en condiciones de pavimento mojado, con dispositivo Mu meter.	0.35
Índice de perfil, determinado con perfilógrafo lon- gitudinal tipo California	20 pulg/mill.

APLICACIONES DE PAVIMENTOS RIGIDOS EN
MEXICO

CALLES

AEROPUERTOS

PISOS INDUSTRIALES

TIPO DE CONCRETO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS

1 - CONCRETO SIMPLE (CON O SIN PASAJUNTAS)

2 - CONCRETO CON REFUERZO LIGERO (MALLAS DE CALIBRE DELGADO)

3 - CONCRETO CON REFUERZO CONTINUO

4 - CONCRETO PRESFORZADO

5 - CONCRETO FIBROSO

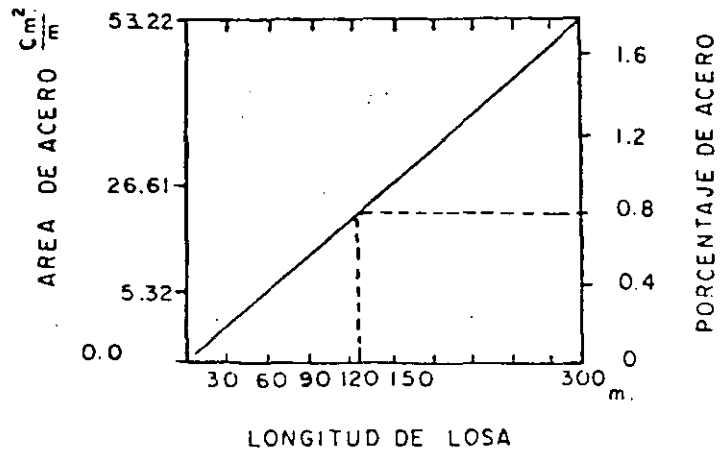
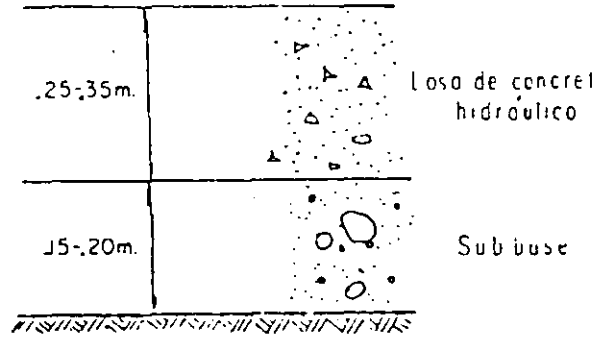
6 - CONCRETO RODILLADO

ESTRUCTURAS TIPICAS DE PAVIMENTO RIGIDO

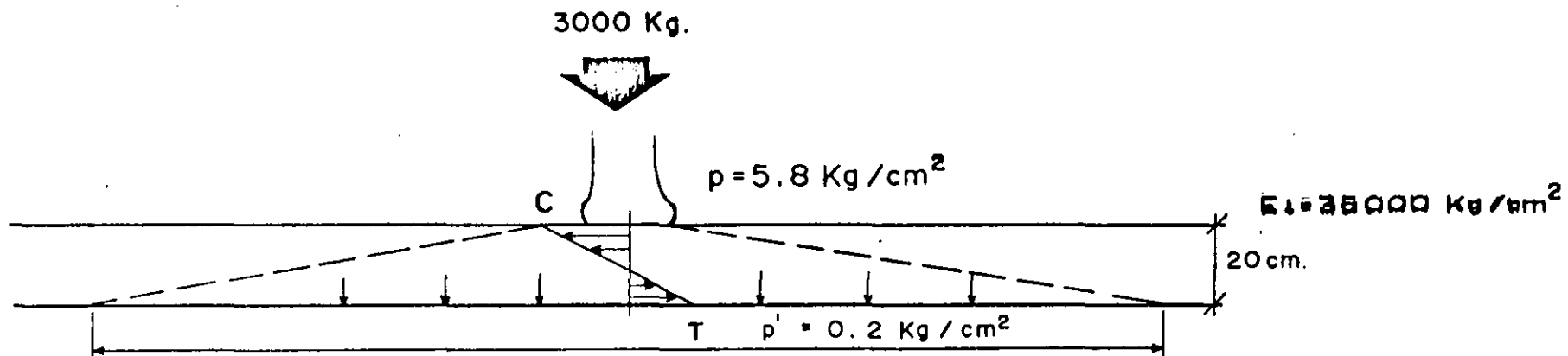
CARRETERAS Y CALLES



AEROPUERTOS



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

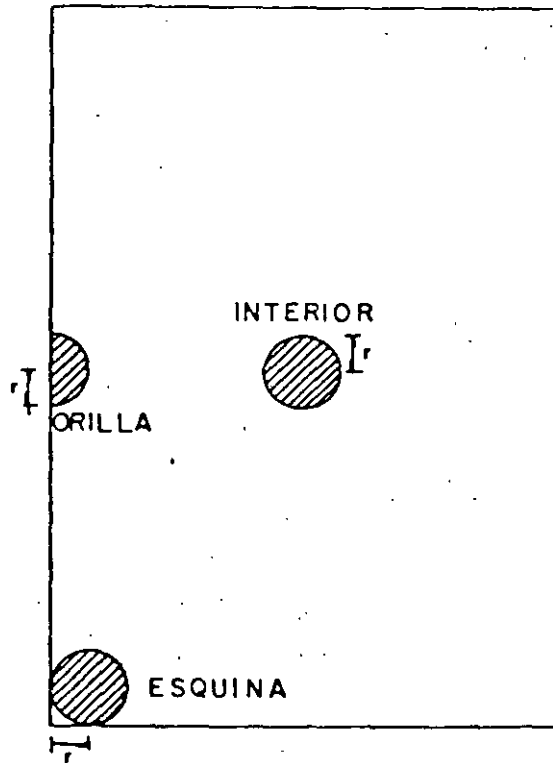
$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

PRINCIPALES ACCIONES QUE AFECTAN LAS
LOSAS DE PAVIMENTO

- TRANSITO
- VARIACIONES DE TEMPERATURA
- OTRAS (VARIACIONES EN EL CONTENIDO DEL AGUA DEL SUELO, CONTRAC
CION DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO, FENOMENO DE ---
"BOMBEO", HELADAS, ETC.).

HIPOTESIS DE LA TEORIA DE WESTERGAARD

- 1.- LOSA HOMOGENEA, ELASTICA E ISOTROPA
- 2.- REACCION DEL APOYO VERTICAL Y PROPORCIONAL A LAS DEFLEXIONES,
(LIQUIDO DENSO).



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS
EN UNA LOSA DE CONCRETO

7

ECUACIONES DE WESTERGAARD

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_\lambda = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

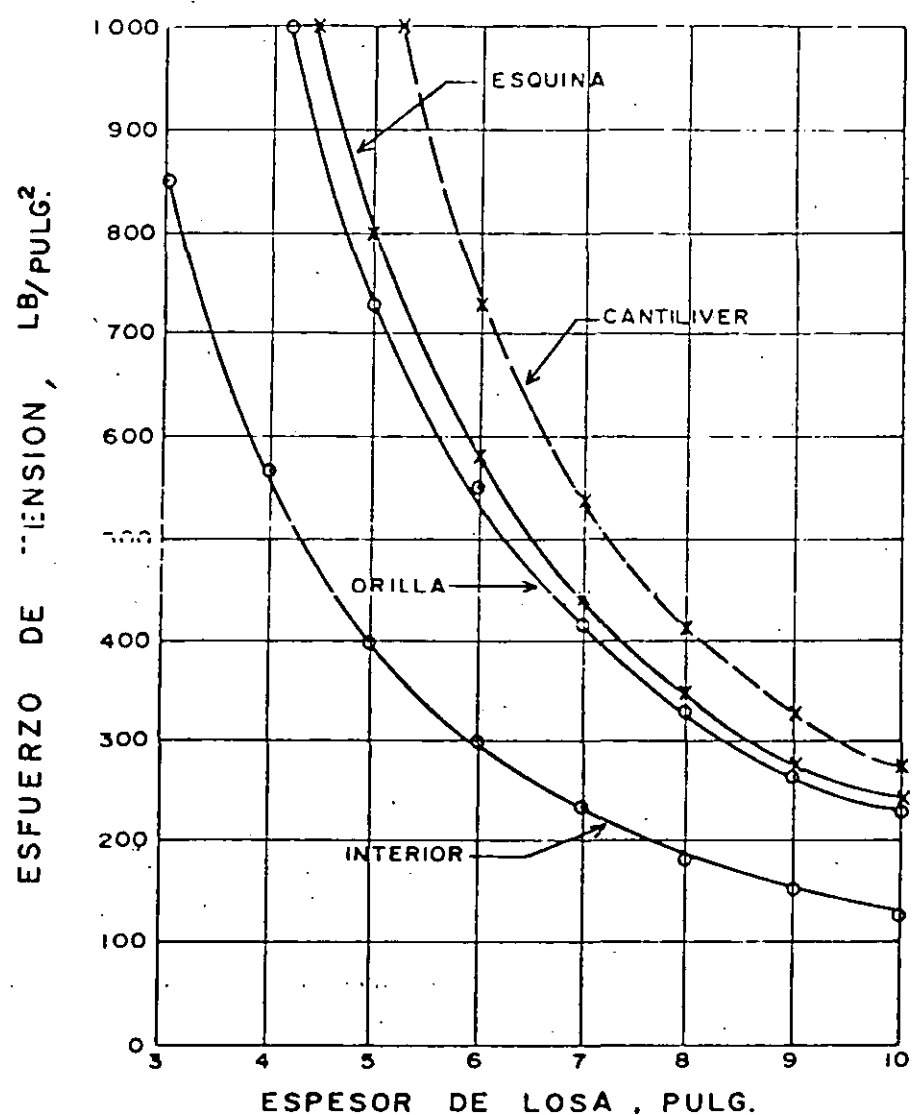
$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

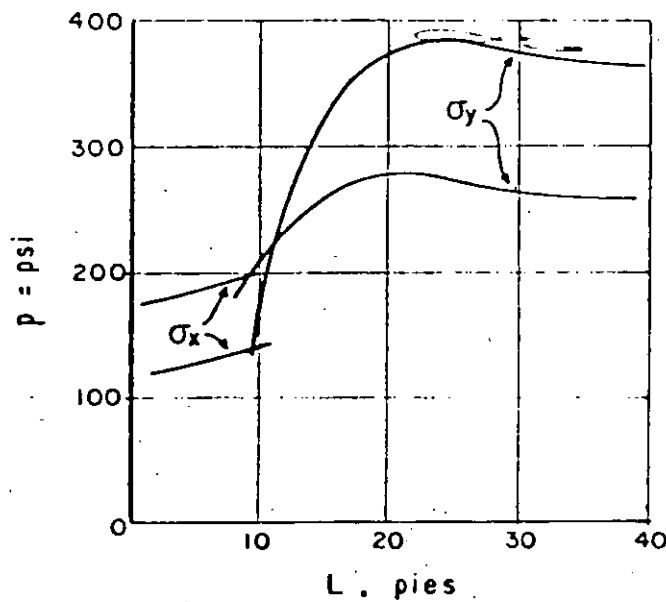
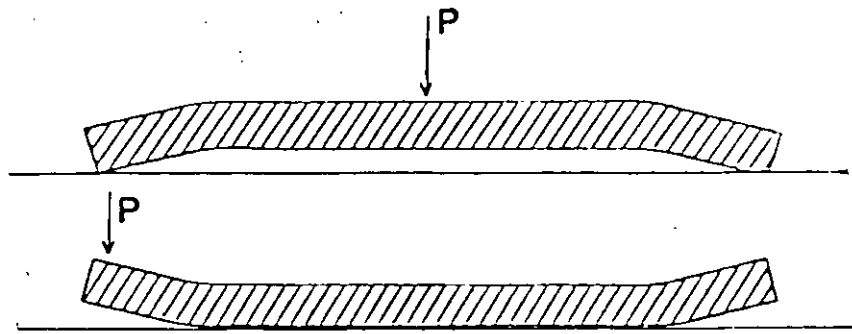
$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS
POR CARGAS



$P = 8960 \text{ lb.}$
 $K = 200. \text{ lb/pulg}^3.$
 $E = 5 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2.$
 $\mu = 0.24$
 presión inflado = 105 lb/pulg².

ESFUERZOS POR ALABEO



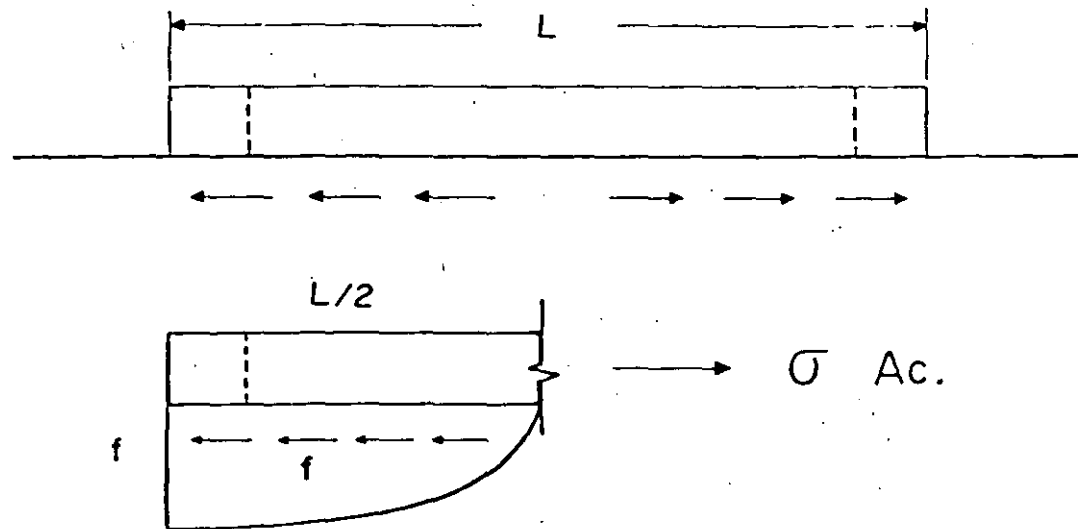
$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

ϵ_t = Coef. de dilatación.

Δt = Diferencia de temperatura

$C_1, C_2 = f(L/2)$

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma_{Ac} = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{WLf}{24h}$$

W = Peso de la losa

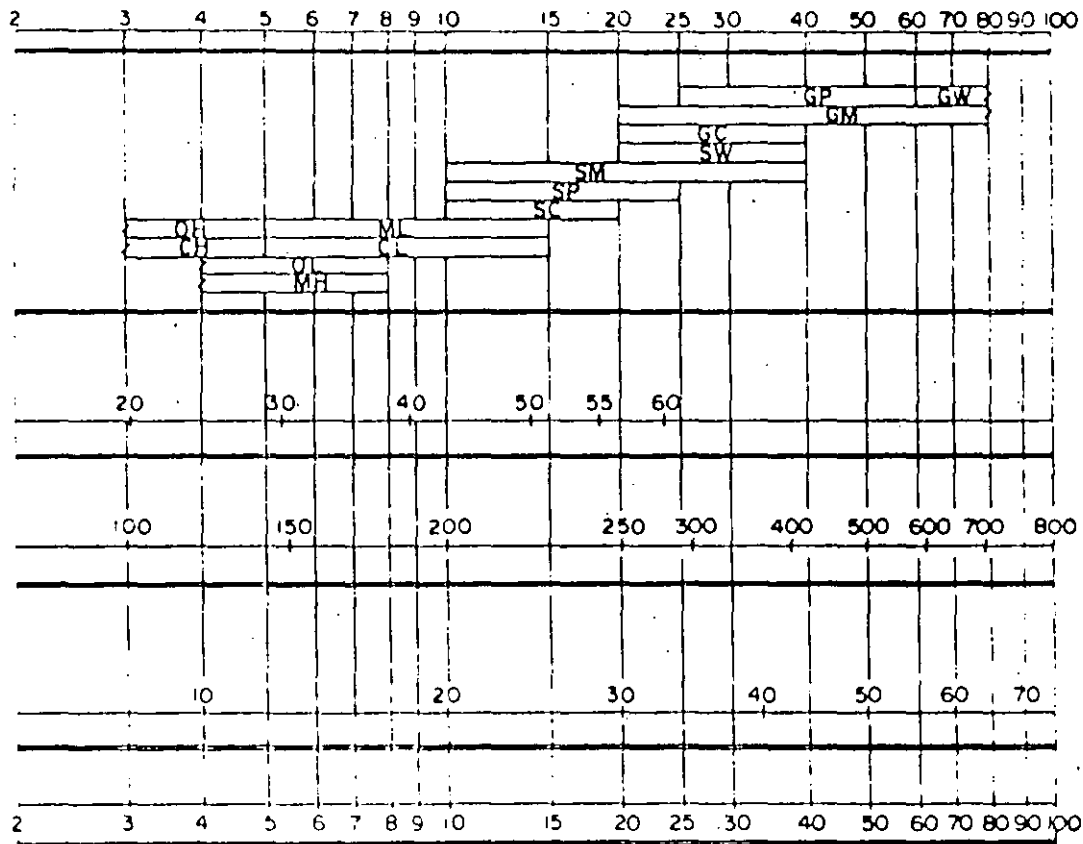
L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.

CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	>10	>200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150



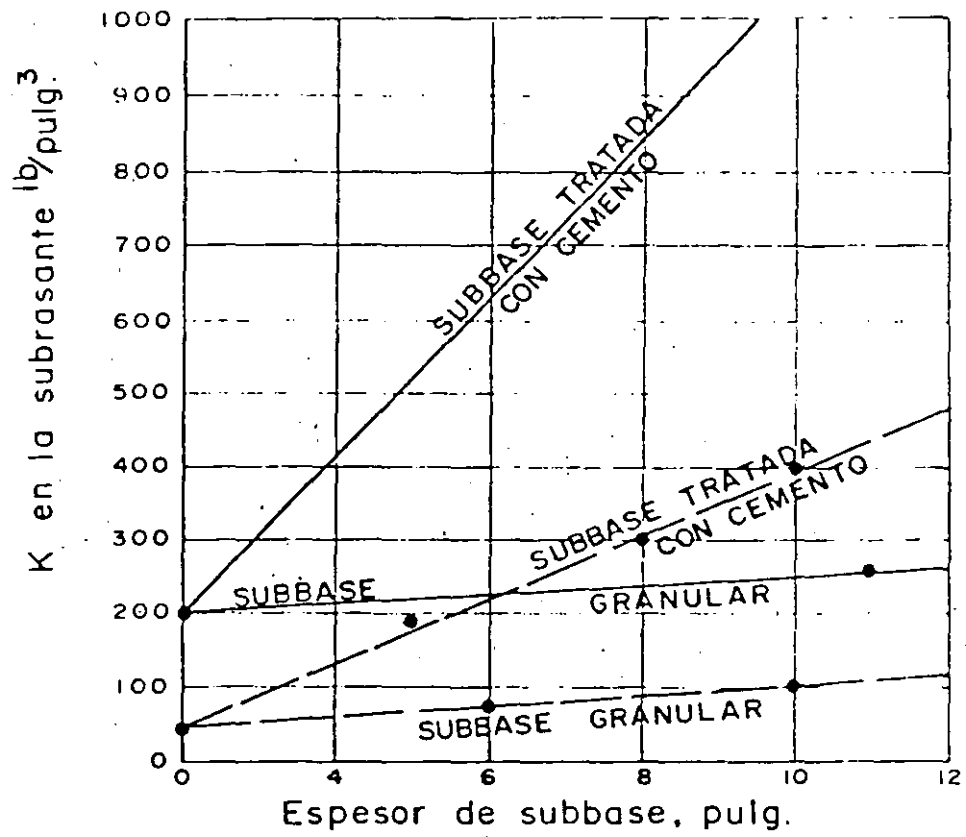
SISTEMA UNIFICADO
(SUCS)

VALOR DE RESISTENCIA
R 12

MODULO DE REACCION DE
LA SUBRASANTE, K, LB/PULG.³

VALOR SOPORTE, EN LB/PULG.²
PLACA DE 30 PULG, DEFLEXION
0./PULG.

VALOR RELATIVO SOPORTE



INFLUENCIA DEL ESPESOR Y TIPO DE SUBBASE EN EL VALOR DE K.

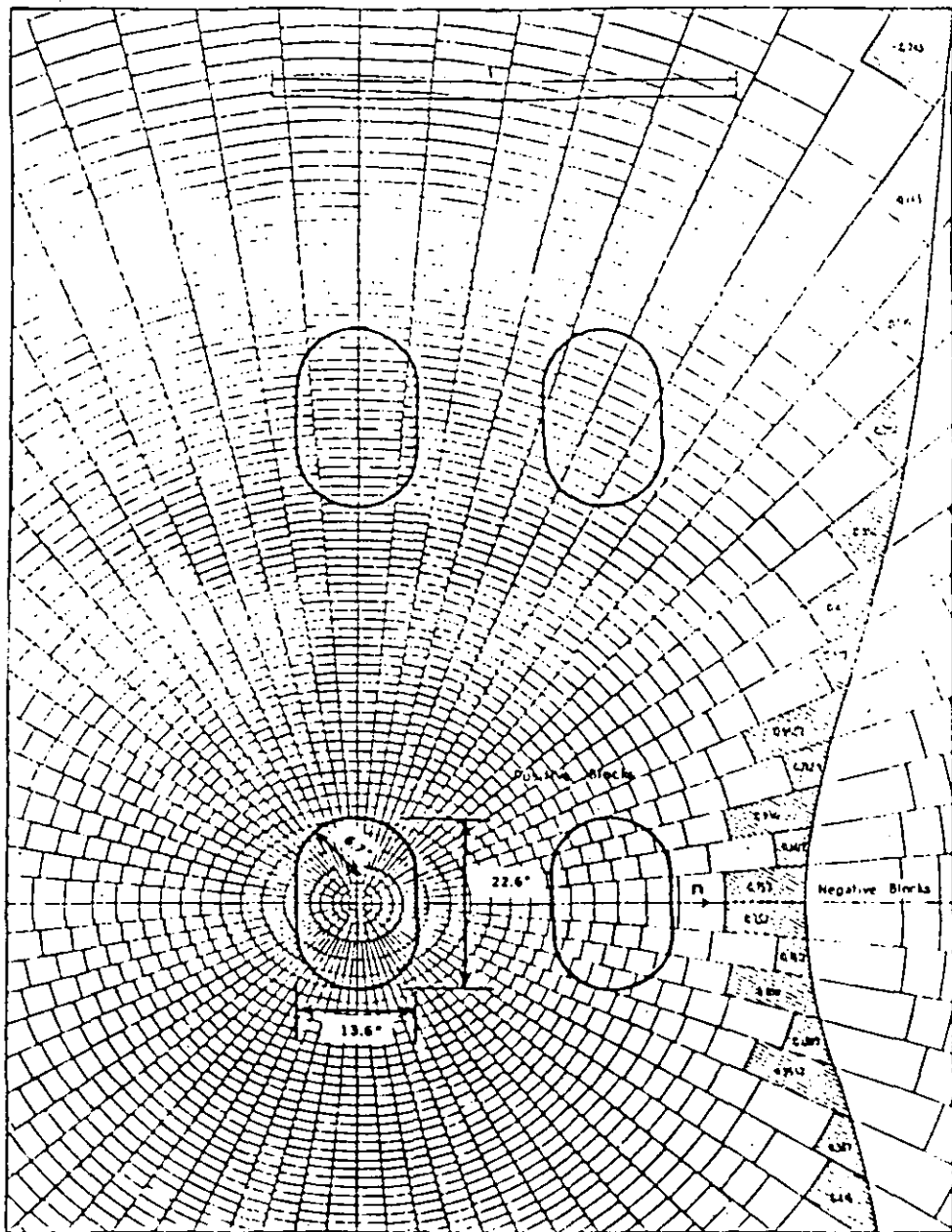


Figure 3.2. Influence chart for the moment M_x in a concrete pavement due to a load in the interior of the slab. (Subgrade assumed to be a dense liquid. Poisson's ratio for pavement assumed to be 0.15.)

$$\Delta = \frac{0.0005 \rho l^3 N}{D}$$

$$M = \frac{\rho l^3 N}{10,000}$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$\text{Stress} = \frac{6M}{h^2}$$

ASPECTOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

- 1.- CALIDAD DEL CONCRETO.- SELECCION DE MATERIALES Y SU PROPORCIONAMIENTO, PARA OBTENER RESISTENCIA Y DURABILIDAD ADECUADAS.
- 2.- DISEÑO DE SUBRASANTE Y SUBBASE.- TECNICAS DE PREPARACION Y CONSTRUCCION QUE ASEGUREN UN APOYO UNIFORME Y PERMANENTE.-- PARA LAS LOSAS
- 3.- DISEÑO DE ESPESORES.- SE REQUIERE QUE LOS ESFUERZOS FLEJO-NANTES PRODUCIDOS POR EL TRANSITO, NO SUPEREN EL LIMITE DE SEGURIDAD.
- 4.- DISEÑO DE JUNTAS.- DEFINICION DE LOS ESPACIAMIENTOS ENTRE JUNTAS, PARA REDUCIR LA FORMACION DE GRIETAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCION

PREMISAS DE DISEÑO

1.- CARACTERIZACION DEL CONCRETO

$$MR_D = MR_{28} \left(1 - \frac{C.V.}{100} \right) M$$

2.- CARACTERIZACION DEL APOYO DE LA LOSA

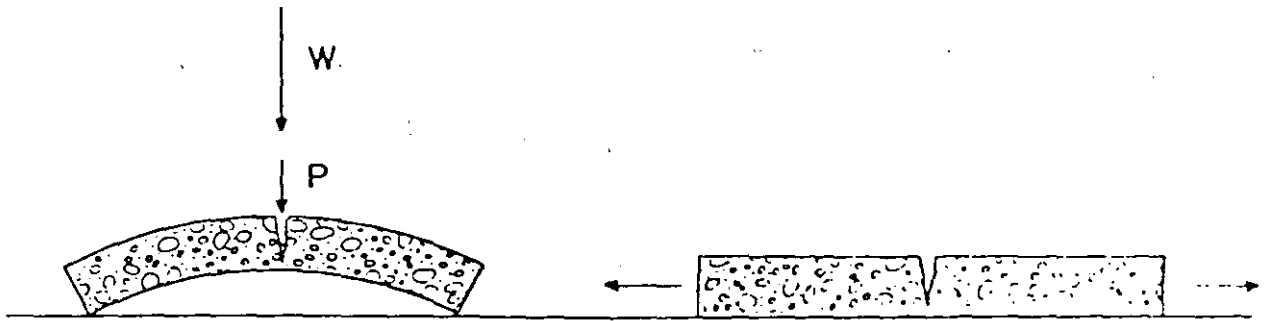
K_D

3.- CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- ATENDIENDO A LA CLASIFICACION DE CARGAS
- ATENDIENDO A UNA CARGA DE REFERENCIA (EQUIVALENTE)

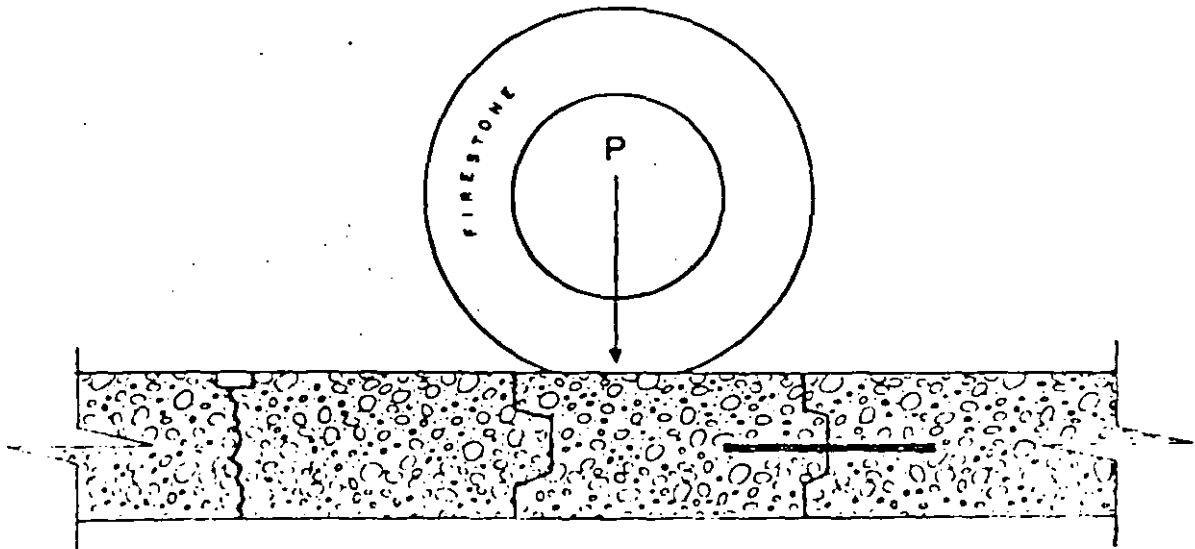
4.- CARACTERIZACION DE ASPECTOS AMBIENTALES

FRACTURAS



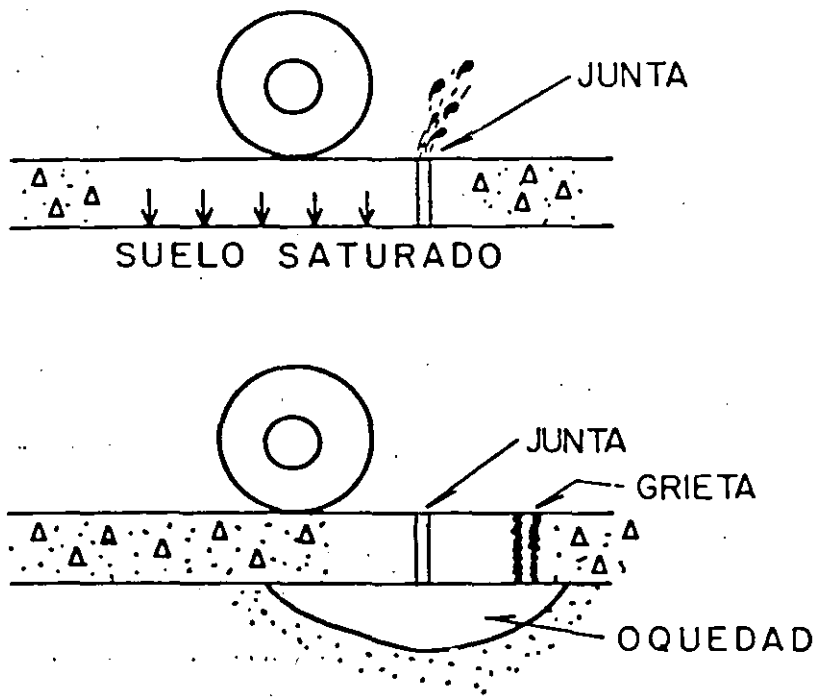
OBJETO DE LAS JUNTAS:

- A) PARA CONTROLAR GRIETAS
- B) POR RAZONES CONSTRUCTIVAS



DISPOSITIVOS DE TRANSFERENCIA DE CARGA

FENOMENO DE BOMBEO



LAS SUBRASANTES SE USAN PARA EVITAR O LIMITAR

EXPANSION O CONTRACCION DEL SUELO

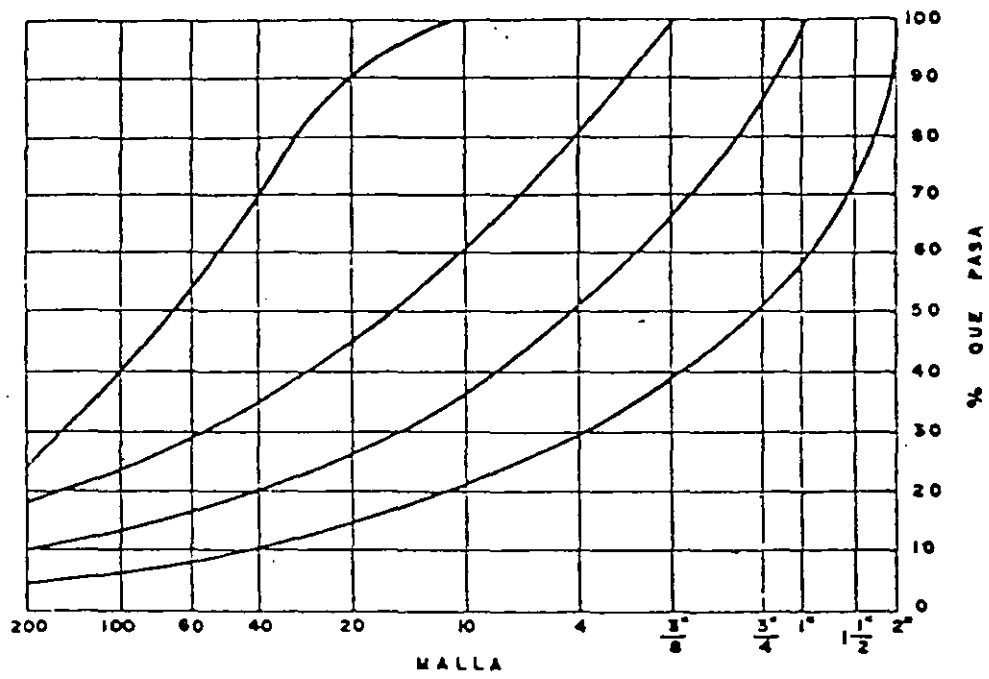
ACCION DE HELADAS

BOMBEO

ASENTAMIENTOS

APOYO NO UNIFORME

LAS SUBBASES SE USAN PARA EVITAR EL
BOMBEO, PROPORCIONAR APOYO UNIFORME
Y PERMANENTE.



ESPECIFICACIONES DE SUBBASE

$$T_M \leq 1/3 T$$

$$< \text{No. 200} \quad 15\%$$

$$IP \leq 6\%$$

$$LL \leq 25\%$$

ESPESOR NORMAL : 10 A 15 CM

P R O Y E C T O

- 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA. TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS.
- 2.- NORMAS PARA LA CONSTRUCCION PREVIA DEL APOYO AL PAVIMENTO. (Terracerías, capa subrasante, sub-base)
- 3.- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- 4.- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO

CONDICIONES DE DISEÑO

1. MODO DE TRANSFERENCIA DE CARGA
2. USO DE ACOTAMIENTOS DE CONCRETO
3. USO DE SUBBASES RIGIDAS
4. DISEÑO POR FATIGA Y POR EROSION
5. VEHICULOS DE EJES TRIPLES (TRIDEMS)

LOSAS DE CONCRETO	MEDIO DE TRANSFERENCIA DE CARGAS.	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS. (M)
SIMPLE	JUNTAS ASERRADAS	4.60
SIMPLE CON PASAJUNTAS	BARRAS LISAS	6.10
REFORZADO	BARRAS LISAS	12.2
REFUERZO CONTINUO	SUPERFICIES DE - GRIETAS FUERTE - MENTE UNIDAS POR EL REFUERZO.	150. O MAYOR (CONSTRUCCIÓN)

Calculation of Pavement Thickness

Project: Design 1A, four-lane Interstate, rural

Trial thickness 9.5 in Doweled joints: yes no

Subbase-subgrade k 130 pci Concrete shoulder: yes no

Modulus of rupture, MR 650 psi Design period 20 years

Load safety factor, LSF 1.2

4 in. untreated subbase

Axle load, kips	Multiplied by LSF <i>1.2</i>	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue, percent	Allowable repetitions	Damage, percent
1	2	3	4	5	6	7

8. Equivalent stress 206 10. Erosion factor 2.59
 9. Stress ratio factor 0.317

Single Axles

30	36.0	6,310	27,000	23.3	1,500,000	0.4
28	33.6	14,690	77,000	19.1	2,200,000	0.7
26	31.2	30,140	230,000	13.1	3,500,000	0.9
24	28.8	64,410	1,200,000	5.4	5,900,000	1.1
22	26.4	106,900	Unlimited	0	11,000,000	1.0
20	24.0	235,800	"	0	23,000,000	1.0
18	21.6	507,200	"	0	64,000,000	0.5
16	19.2	422,500			Unlimited	0
14	16.8	586,900			"	0
12	14.4	1,837,000			"	0

11. Equivalent stress 192 13. Erosion factor 2.79
 12. Stress ratio factor 0.295

Tandem Axles

52	62.4	21,320	1,100,000	19	920,000	2.3	
48	57.6	42,870	Unlimited	0	1,500,000	2.9	
44	52.8	124,900	"	0	2,500,000	5.0	
40	48.0	372,900	"	0	4,600,000	8.1	
36	43.2	885,800			9,500,000	9.3	
32	38.4	930,700			24,000,000	3.9	
28	33.6	1,656,000			92,000,000	1.8	
24	28.8	984,900			Unlimited	0	
20	24.0	1,227,000			"	0	
16	19.2	1,356,000					
				Total	<u>62.8</u>	Total	<u>38.9</u>

Fig. 4. Design 1A.

**Table 6a. Equivalent Stress — No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	825/679	726/585	671/542	634/516	584/486	523/457	484/443
4.5	699/586	616/500	571/460	540/435	498/406	448/378	417/363
5	602/516	531/436	493/399	467/376	432/349	390/321	363/307
5.5	526/461	464/387	431/353	409/331	379/305	343/278	320/264
6	465/416	411/348	382/316	362/296	336/271	304/246	285/232
6.5	417/380	367/317	341/286	324/267	300/244	273/220	256/207
7	375/349	331/290	307/262	292/244	271/222	246/199	231/186
7.5	340/323	300/268	279/241	265/224	246/203	224/181	210/169
8	311/300	274/249	255/223	242/208	225/188	205/167	192/155
8.5	285/281	252/232	234/208	222/193	206/174	188/154	177/143
9	264/264	232/218	216/195	205/181	190/163	174/144	163/133
9.5	245/248	215/205	200/183	190/170	176/153	161/134	151/124
10	228/235	200/193	186/173	177/160	164/144	150/126	141/117
10.5	213/222	187/183	174/164	165/151	153/136	140/119	132/110
11	200/211	175/174	163/155	154/143	144/129	131/113	123/104
11.5	188/201	165/165	153/148	145/136	135/122	123/107	116/98
12	177/192	155/158	144/141	137/130	127/116	116/102	109/93
12.5	168/183	147/151	136/135	129/124	120/111	109/97	103/89
13	159/176	139/144	129/129	122/119	113/106	103/93	97/85
13.5	152/168	132/138	122/123	116/114	107/102	98/89	92/81
14	144/162	125/133	116/118	110/109	102/98	93/85	88/78

**Table 6b. Equivalent Stress — Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	640/534	559/468	517/439	489/422	452/403	409/388	383/384
4.5	547/461	479/400	444/372	421/356	390/338	355/322	333/316
5	475/404	417/349	387/323	367/308	341/290	311/274	294/267
5.5	418/360	368/309	342/285	324/271	302/254	276/238	261/231
6	372/325	327/277	304/255	289/241	270/225	247/210	234/203
6.5	334/295	294/251	274/230	260/218	243/203	223/188	212/180
7	302/270	266/230	248/210	236/198	220/184	203/170	192/162
7.5	275/250	243/211	226/193	215/182	201/168	185/155	176/148
8	252/232	222/196	207/179	197/168	185/155	170/142	162/135
8.5	232/216	205/182	191/166	182/156	170/144	157/131	150/125
9	215/202	190/171	177/155	169/146	158/134	146/122	139/116
9.5	200/190	176/160	164/146	157/137	147/126	136/114	129/108
10	186/179	164/151	153/137	146/129	137/118	127/107	121/101
10.5	174/170	154/143	144/130	137/121	128/111	119/101	113/95
11	164/161	144/135	135/123	129/115	120/105	112/95	106/90
11.5	154/153	136/128	127/117	121/109	113/100	105/90	100/85
12	145/146	128/122	120/111	114/104	107/95	99/86	95/81
12.5	137/139	121/117	113/106	108/99	101/91	94/82	90/77
13	130/133	115/112	107/101	102/95	96/86	89/78	85/73
13.5	124/127	109/107	102/97	97/91	91/83	85/74	81/70
14	118/122	104/103	97/93	93/87	87/79	81/71	77/67

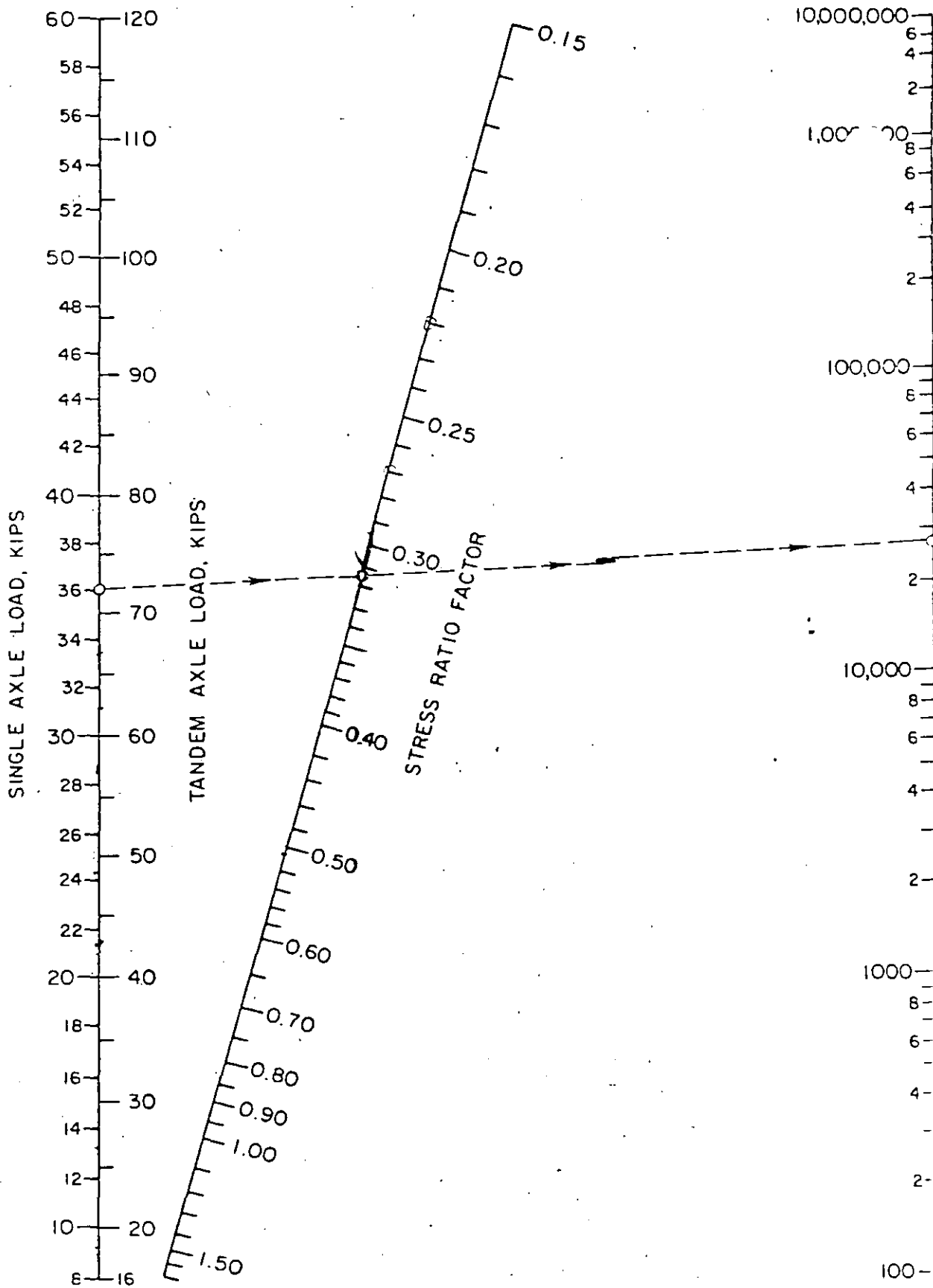


Fig. 5. Fatigue analysis—allowable load repetitions based on stress ratio factor (with and without concrete shoulder).

**Table 7a. Erosion Factors — Doweled Joints, No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.74/3.63	3.73/3.79	3.72/3.75	3.71/3.73	3.70/3.70	3.68/3.67
4.5	3.59/3.70	3.57/3.65	3.56/3.61	3.55/3.58	3.54/3.55	3.52/3.53
5	3.45/3.58	3.43/3.52	3.42/3.48	3.41/3.45	3.40/3.42	3.38/3.40
5.5	3.33/3.47	3.31/3.41	3.29/3.36	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
6	3.22/3.38	3.19/3.31	3.18/3.26	3.17/3.23	3.15/3.20	3.14/3.17
6.5	3.11/3.29	3.09/3.22	3.07/3.16	3.06/3.13	3.05/3.10	3.03/3.07
7	3.02/3.21	2.99/3.14	2.97/3.08	2.96/3.05	2.95/3.01	2.94/2.98
7.5	2.93/3.14	2.91/3.06	2.86/3.00	2.87/2.97	2.86/2.93	2.84/2.90
8	2.85/3.07	2.82/2.99	2.80/2.93	2.79/2.89	2.77/2.85	2.76/2.82
8.5	2.77/3.01	2.74/2.93	2.72/2.86	2.71/2.82	2.69/2.78	2.68/2.75
9	2.70/2.96	2.67/2.87	2.65/2.80	2.63/2.76	2.62/2.71	2.61/2.68
9.5	2.63/2.90	2.60/2.81	2.58/2.74	2.56/2.70	2.55/2.65	2.54/2.62
10	2.56/2.85	2.54/2.76	2.51/2.68	2.50/2.64	2.48/2.59	2.47/2.56
10.5	2.50/2.81	2.47/2.71	2.45/2.63	2.44/2.59	2.42/2.54	2.41/2.51
11	2.44/2.76	2.42/2.67	2.39/2.58	2.38/2.54	2.36/2.49	2.35/2.45
11.5	2.38/2.72	2.35/2.62	2.33/2.54	2.32/2.49	2.30/2.44	2.29/2.40
12	2.33/2.66	2.30/2.58	2.28/2.49	2.26/2.44	2.25/2.39	2.23/2.36
12.5	2.28/2.64	2.25/2.54	2.23/2.45	2.21/2.40	2.19/2.35	2.18/2.31
13	2.23/2.61	2.20/2.50	2.18/2.41	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.27
13.5	2.18/2.57	2.15/2.47	2.13/2.37	2.11/2.32	2.09/2.26	2.08/2.23
14	2.13/2.54	2.11/2.43	2.08/2.34	2.07/2.29	2.05/2.23	2.03/2.19

**Table 7b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints,
No Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.94/4.03	3.91/3.95	3.88/3.89	3.86/3.86	3.82/3.83	3.77/3.80
4.5	3.79/3.91	3.76/3.82	3.73/3.75	3.71/3.72	3.68/3.68	3.64/3.65
5	3.66/3.81	3.63/3.72	3.60/3.64	3.58/3.60	3.55/3.55	3.52/3.52
5.5	3.54/3.72	3.51/3.62	3.48/3.53	3.46/3.49	3.43/3.44	3.41/3.40
6	3.44/3.64	3.40/3.53	3.37/3.44	3.35/3.40	3.32/3.34	3.30/3.30
6.5	3.34/3.56	3.30/3.46	3.26/3.36	3.25/3.31	3.22/3.25	3.20/3.21
7	3.26/3.49	3.21/3.39	3.17/3.29	3.15/3.24	3.13/3.17	3.11/3.13
7.5	3.18/3.43	3.13/3.32	3.09/3.22	3.07/3.17	3.04/3.10	3.02/3.06
8	3.11/3.37	3.05/3.26	3.01/3.16	2.99/3.10	2.96/3.03	2.94/2.99
8.5	3.04/3.32	2.98/3.21	2.93/3.10	2.91/3.04	2.88/2.97	2.87/2.93
9	2.98/3.27	2.91/3.16	2.86/3.05	2.84/2.99	2.81/2.92	2.79/2.87
9.5	2.92/3.22	2.85/3.11	2.80/3.00	2.77/2.94	2.75/2.85	2.73/2.81
10	2.86/3.18	2.79/3.06	2.74/2.95	2.71/2.89	2.68/2.81	2.66/2.76
10.5	2.81/3.14	2.74/3.02	2.68/2.91	2.65/2.84	2.62/2.76	2.60/2.72
11	2.77/3.10	2.69/2.98	2.63/2.86	2.60/2.80	2.57/2.72	2.54/2.67
11.5	2.72/3.06	2.64/2.94	2.58/2.82	2.55/2.76	2.51/2.68	2.49/2.63
12	2.68/3.03	2.60/2.90	2.53/2.78	2.50/2.72	2.46/2.64	2.44/2.59
12.5	2.64/2.99	2.55/2.87	2.48/2.75	2.45/2.66	2.41/2.60	2.39/2.55
13	2.60/2.96	2.51/2.83	2.44/2.71	2.40/2.65	2.36/2.56	2.34/2.51
13.5	2.56/2.93	2.47/2.80	2.40/2.68	2.36/2.61	2.32/2.53	2.30/2.48
14	2.53/2.90	2.44/2.77	2.36/2.65	2.32/2.58	2.28/2.50	2.25/2.44

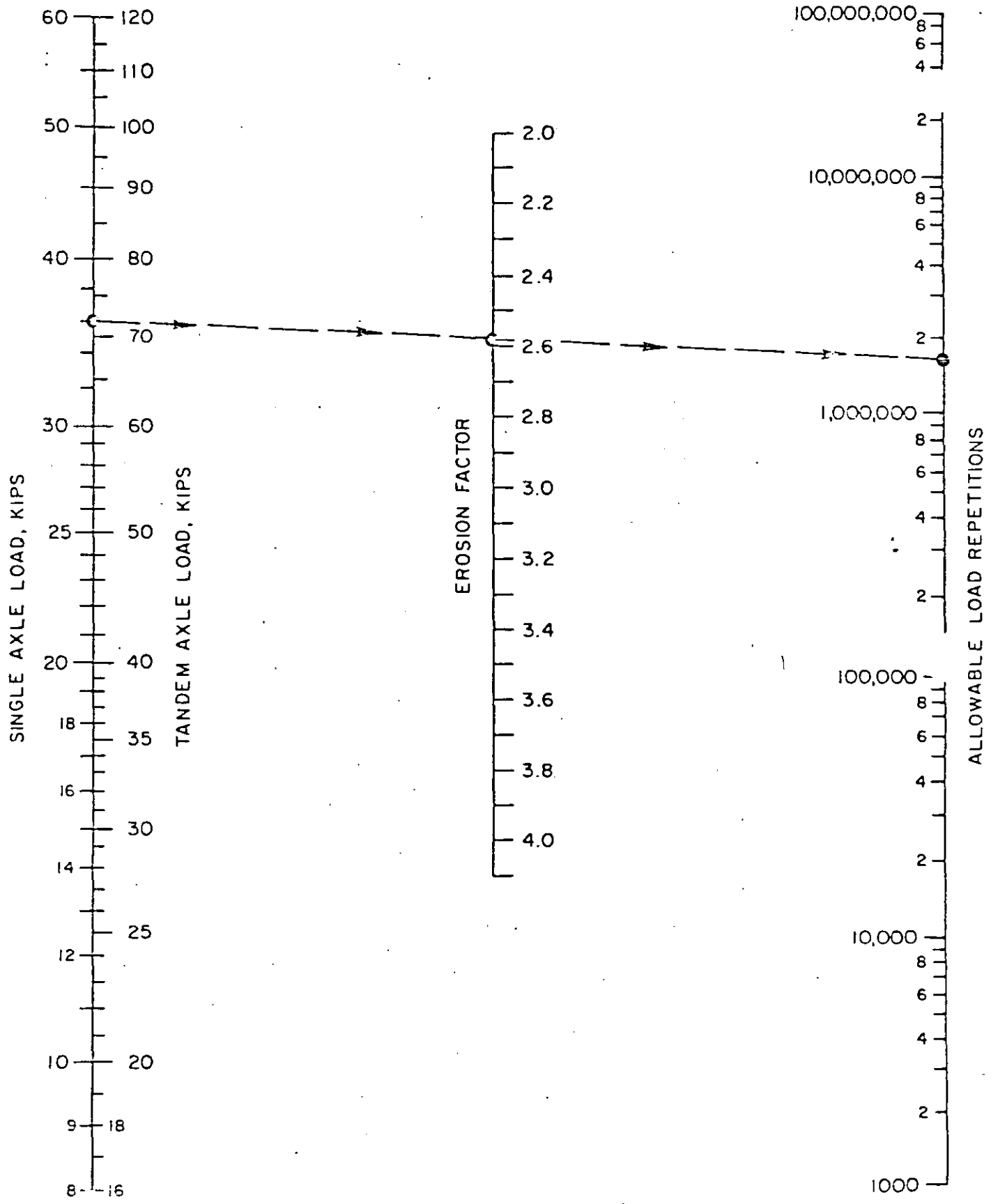


Fig. 6a. Erosion analysis—allowable load repetitions based on erosion factor (without concrete shoulder).

**Table 8a. Erosion Factors — Doweled Joints, Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.28/3.30	3.24/3.20	3.21/3.13	3.19/3.10	3.15/3.09	3.12/3.08
4.5	3.13/3.19	3.09/3.08	3.06/3.00	3.04/2.96	3.01/2.93	2.98/2.91
5	3.01/3.09	2.97/2.98	2.93/2.89	2.90/2.84	2.87/2.79	2.85/2.77
5.5	2.90/3.01	2.85/2.89	2.81/2.79	2.79/2.74	2.76/2.68	2.73/2.65
6	2.79/2.93	2.75/2.82	2.70/2.71	2.68/2.65	2.65/2.58	2.62/2.54
6.5	2.70/2.86	2.65/2.75	2.61/2.63	2.58/2.57	2.55/2.50	2.52/2.45
7	2.61/2.79	2.56/2.68	2.52/2.56	2.49/2.50	2.46/2.42	2.43/2.38
7.5	2.53/2.73	2.48/2.62	2.44/2.50	2.41/2.44	2.38/2.36	2.35/2.31
8	2.46/2.68	2.41/2.56	2.36/2.44	2.33/2.38	2.30/2.30	2.27/2.24
8.5	2.39/2.62	2.34/2.51	2.29/2.39	2.26/2.32	2.22/2.24	2.20/2.18
9	2.32/2.57	2.27/2.46	2.22/2.34	2.19/2.27	2.16/2.19	2.13/2.13
9.5	2.26/2.52	2.21/2.41	2.16/2.29	2.13/2.22	2.09/2.14	2.07/2.08
10	2.20/2.47	2.15/2.36	2.10/2.25	2.07/2.18	2.03/2.09	2.01/2.03
10.5	2.15/2.43	2.09/2.32	2.04/2.20	2.01/2.14	1.97/2.05	1.95/1.99
11	2.10/2.39	2.04/2.28	1.99/2.16	1.95/2.09	1.92/2.01	1.89/1.95
11.5	2.05/2.35	1.99/2.24	1.93/2.12	1.90/2.05	1.87/1.97	1.84/1.91
12	2.00/2.31	1.94/2.20	1.88/2.09	1.85/2.02	1.82/1.93	1.79/1.87
12.5	1.95/2.27	1.89/2.16	1.84/2.05	1.81/1.98	1.77/1.89	1.74/1.84
13	1.91/2.23	1.85/2.13	1.79/2.01	1.76/1.95	1.72/1.86	1.70/1.80
13.5	1.86/2.20	1.81/2.09	1.75/1.98	1.72/1.91	1.68/1.83	1.65/1.77
14	1.82/2.17	1.76/2.06	1.71/1.95	1.67/1.88	1.64/1.80	1.61/1.74

**Table 8b. Erosion Factors — Aggregate-Interlock Joints,
Concrete Shoulder (Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.46/3.49	3.42/3.39	3.38/3.32	3.36/3.29	3.32/3.26	3.28/3.24
4.5	3.32/3.39	3.28/3.28	3.24/3.19	3.22/3.16	3.19/3.12	3.15/3.09
5	3.20/3.30	3.16/3.18	3.12/3.09	3.10/3.05	3.07/3.00	3.04/2.97
5.5	3.10/3.22	3.05/3.10	3.01/3.00	2.99/2.95	2.96/2.90	2.93/2.86
6	3.00/3.15	2.95/3.02	2.90/2.92	2.88/2.87	2.86/2.81	2.83/2.77
6.5	2.91/3.08	2.86/2.96	2.81/2.85	2.79/2.79	2.76/2.73	2.74/2.68
7	2.83/3.02	2.77/2.90	2.73/2.78	2.70/2.72	2.68/2.66	2.65/2.61
7.5	2.76/2.97	2.70/2.84	2.65/2.72	2.62/2.66	2.60/2.59	2.57/2.54
8	2.69/2.92	2.63/2.79	2.57/2.67	2.55/2.61	2.52/2.53	2.50/2.48
8.5	2.63/2.88	2.56/2.74	2.51/2.62	2.48/2.55	2.45/2.48	2.43/2.43
9	2.57/2.83	2.50/2.70	2.44/2.57	2.42/2.51	2.39/2.43	2.36/2.38
9.5	2.51/2.79	2.44/2.65	2.38/2.53	2.36/2.46	2.33/2.38	2.30/2.33
10	2.46/2.75	2.39/2.61	2.33/2.49	2.30/2.42	2.27/2.34	2.24/2.28
10.5	2.41/2.72	2.33/2.58	2.27/2.45	2.24/2.38	2.21/2.30	2.19/2.24
11	2.36/2.68	2.28/2.54	2.22/2.41	2.19/2.34	2.16/2.26	2.14/2.20
11.5	2.32/2.65	2.24/2.51	2.17/2.38	2.14/2.31	2.11/2.22	2.09/2.16
12	2.28/2.62	2.19/2.48	2.13/2.34	2.10/2.27	2.06/2.19	2.04/2.13
12.5	2.24/2.59	2.15/2.45	2.09/2.31	2.05/2.24	2.02/2.15	1.99/2.10
13	2.20/2.56	2.11/2.42	2.04/2.28	2.01/2.21	1.98/2.12	1.95/2.06
13.5	2.16/2.53	2.08/2.39	2.00/2.25	1.97/2.18	1.93/2.09	1.91/2.03
14	2.13/2.51	2.04/2.36	1.97/2.23	1.93/2.15	1.89/2.06	1.87/2.00

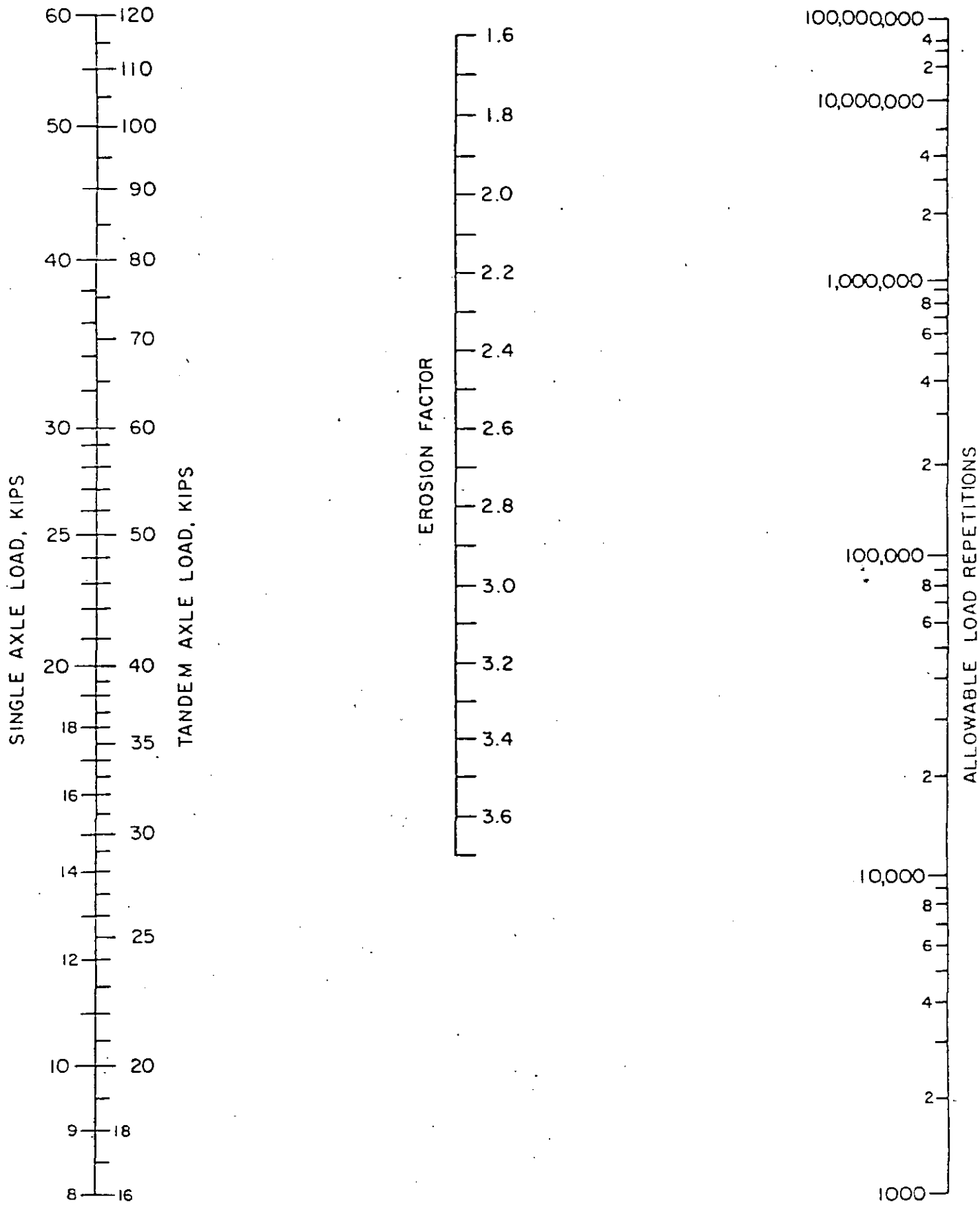


Fig. 6b. Erosion analysis—allowable load repetitions based on erosion factor (with concrete shoulder).

Calculation of Pavement Thickness

Project Design 1D, Four-lane Interstate, rural

Trial thickness 10.0 in

Doweled joints: yes no

Subbase-subgrade k 780 pci

Concrete shoulder: yes no

Modulus of rupture, MR 650 psi

Design period 20 years

Load safety factor, LSF 1.2

4-in. cement-treated subbase

Axle load, kips	Multiplied by LSF 1.2	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue, percent	Allowable repetitions	Damage, percent
1	2	3	4	5	6	7

8. Equivalent stress 167

10. Erosion factor 2.72

9. Stress ratio factor 0.257

Single Axles

30	36.0	6,310	1,100,000	0.6	630,000	1.0
28	33.6	14,690	Unlimited	0	920,000	1.6
26	31.2	32,140	"	0	1,500,000	2.0
24	28.8	64,410	"	0	2,300,000	2.8
22	26.4	106,900			4,000,000	2.7
20	24.0	235,800			7,500,000	3.1
18	21.6	307,200			17,000,000	1.8
16	19.2	422,500			50,000,000	0.8
14	16.8	586,900			Unlimited	0
12	14.4	1,837,000			"	0

11. Equivalent stress 147

13. Erosion factor 2.90

12. Stress ratio factor 0.226

Tandem Axles

52	62.4	21,320	Unlimited	0	440,000	4.8	
48	57.6	42,870	"	0	690,000	6.2	
44	52.8	124,900	"	0	1,100,000	11.3	
40	48.0	372,900			2,000,000	18.6	
36	43.2	885,800			3,900,000	22.7	
32	38.4	920,700			8,600,000	10.8	
28	33.6	1,654,000			24,000,000	6.9	
24	28.8	954,900			Unlimited	0	
20	24.0	1,227,000			"	0	
16	19.2	1,356,000			"	0	
				Total	0.6	Total	97.1

Fig. 7. Design 1D.

Calculation of Pavement Thickness

Project Tridem Axles Supplement to Design 1A
 Trial thickness 9.5 in Doweled joints yes no
 Subbase-subgrade k 130 pci Concrete shoulder yes no
 Modulus of rupture, MR 650 psi Design period 20 years
 Load safety factor, LSF 1.2

Axle load, kips	Multiplied by LSF <u>1.2</u>	Expected repetitions	Fatigue analysis		Erosion analysis	
			Allowable repetitions	Fatigue percent	Allowable repetitions	Damage percent
1	2	3	4	5	6	7

Tridem Tandem Axles $\frac{54,000 \times 1.2}{3}$
 11. Equivalent stress 148 13. Erosion factor 2.95
 12. Stress ratio factor 0.228

54,000	21,600	250,000	Unlimited	0	2,700,000	9.3	
Total				0	Total		9.3

to be added to totals shown in Fig 4

Fig. C1. Analysis of tridems.

Table C1. Equivalent Stress—Tridems
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci						
	50	100	150	200	300	500	700
4	510/431	456/392	437/377	428/369	419/362	414/360	412/359
4.5	439/365	380/328	359/313	349/305	339/297	331/292	328/291
5	387/317	328/281	305/266	293/258	282/250	272/244	269/242
5.5	347/279	290/246	266/231	253/223	240/214	230/208	226/206
6	315/249	261/218	237/204	223/196	209/187	198/180	193/178
6.5	289/225	238/196	214/183	201/175	186/166	173/159	168/156
7	267/204	219/178	196/165	183/158	167/149	154/142	148/138
7.5	247/187	203/162	181/151	168/143	153/135	139/127	132/124
8	230/172	189/149	168/138	156/131	141/123	126/116	120/112
8.5	215/159	177/138	158/128	145/121	131/113	116/106	109/102
9	200/147	166/128	148/119	136/112	122/105	108/98	101/94
9.5	187/137	157/120	140/111	129/105	115/98	101/91	93/87
10	174/127	148/112	132/104	122/96	108/91	95/84	87/81
10.5	163/119	140/105	125/97	115/92	103/86	89/79	82/76
11	153/111	132/99	119/92	110/87	98/81	85/74	78/71
11.5	142/104	125/93	113/86	104/82	93/76	80/70	74/67
12	133/97	119/88	108/82	100/76	89/72	77/66	70/63
12.5	123/91	113/83	103/78	95/74	85/68	73/63	67/60
13	114/85	107/79	98/74	91/70	81/65	70/60	64/57
13.5	105/80	101/75	93/70	87/67	78/62	67/57	61/54
14	97/75	95/71	89/67	83/63	75/59	65/54	59/51

**Table C2. Erosion Factors—Tridems—Doweled Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

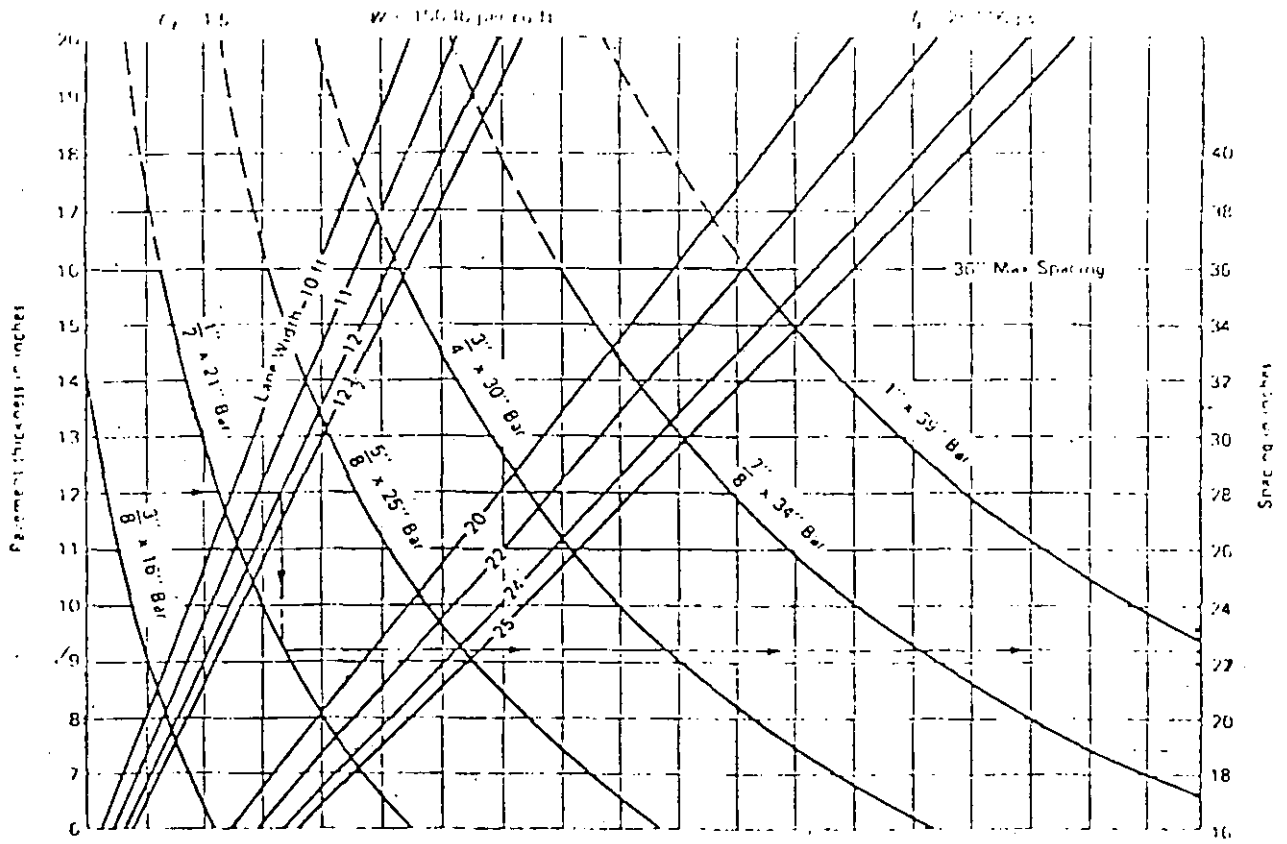
Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	3.89/3.33	3.82/3.20	3.75/3.13	3.70/3.10	3.61/3.05	3.53/3.00
4.5	3.78/3.24	3.69/3.10	3.62/2.99	3.57/2.95	3.50/2.91	3.44/2.87
5	3.68/3.16	3.58/3.01	3.50/2.89	3.46/2.83	3.40/2.79	3.34/2.75
5.5	3.59/3.09	3.49/2.94	3.40/2.80	3.36/2.74	3.30/2.67	3.25/2.64
6	3.51/3.03	3.40/2.87	3.31/2.73	3.26/2.66	3.21/2.58	3.16/2.54
6.5	3.44/2.97	3.33/2.82	3.23/2.67	3.18/2.59	3.12/2.50	3.08/2.45
7	3.37/2.92	3.26/2.76	3.16/2.61	3.10/2.53	3.04/2.43	3.00/2.37
7.5	3.31/2.87	3.20/2.72	3.09/2.56	3.03/2.47	2.97/2.37	2.93/2.31
8	3.26/2.83	3.14/2.67	3.03/2.51	2.97/2.42	2.90/2.32	2.86/2.25
8.5	3.20/2.79	3.09/2.63	2.97/2.47	2.91/2.38	2.84/2.27	2.79/2.20
9	3.15/2.75	3.04/2.59	2.92/2.43	2.86/2.34	2.78/2.23	2.73/2.15
9.5	3.11/2.71	2.99/2.55	2.87/2.39	2.81/2.30	2.73/2.18	2.68/2.11
10	3.06/2.67	2.94/2.51	2.83/2.35	2.76/2.26	2.68/2.15	2.63/2.07
10.5	3.02/2.64	2.90/2.48	2.78/2.32	2.72/2.23	2.64/2.11	2.58/2.04
11	2.98/2.60	2.85/2.45	2.74/2.29	2.68/2.20	2.59/2.08	2.54/2.00
11.5	2.94/2.57	2.82/2.42	2.70/2.26	2.64/2.16	2.55/2.05	2.50/1.97
12	2.91/2.54	2.79/2.39	2.67/2.23	2.60/2.13	2.51/2.02	2.46/1.94
12.5	2.87/2.51	2.75/2.36	2.63/2.20	2.56/2.11	2.48/1.99	2.42/1.91
13	2.84/2.48	2.72/2.33	2.60/2.17	2.53/2.08	2.44/1.96	2.39/1.88
13.5	2.81/2.46	2.68/2.30	2.56/2.14	2.49/2.05	2.41/1.93	2.35/1.86
14	2.78/2.43	2.65/2.28	2.53/2.12	2.46/2.03	2.38/1.91	2.32/1.83

**Table C3. Erosion Factors—Tridems—Aggregate-Interlock Joints
(Without Concrete Shoulder/With Concrete Shoulder)**

Slab thickness, in.	k of subgrade-subbase, pci					
	50	100	200	300	500	700
4	4.06/3.50	3.97/3.38	3.88/3.30	3.82/3.25	3.74/3.21	3.67/3.16
4.5	3.95/3.40	3.85/3.28	3.76/3.18	3.70/3.13	3.63/3.08	3.56/3.04
5	3.85/3.32	3.75/3.19	3.66/3.08	3.60/3.03	3.52/2.97	3.46/2.93
5.5	3.76/3.26	3.66/3.11	3.56/3.00	3.51/2.94	3.43/2.87	3.37/2.83
6	3.68/3.20	3.58/3.05	3.48/2.92	3.42/2.86	3.35/2.79	3.29/2.74
6.5	3.61/3.14	3.50/2.99	3.40/2.86	3.34/2.79	3.27/2.72	3.21/2.67
7	3.54/3.09	3.43/2.94	3.33/2.80	3.27/2.73	3.20/2.65	3.14/2.60
7.5	3.48/3.05	3.37/2.89	3.26/2.75	3.20/2.67	3.13/2.59	3.08/2.54
8	3.42/3.01	3.31/2.84	3.20/2.70	3.14/2.62	3.07/2.54	3.01/2.48
8.5	3.37/2.97	3.25/2.80	3.15/2.65	3.09/2.58	3.01/2.49	2.96/2.43
9	3.32/2.94	3.20/2.77	3.09/2.61	3.03/2.53	2.95/2.44	2.90/2.38
9.5	3.27/2.91	3.15/2.73	3.04/2.58	2.98/2.49	2.90/2.40	2.85/2.34
10	3.22/2.88	3.11/2.70	3.00/2.54	2.93/2.46	2.85/2.36	2.80/2.29
10.5	3.18/2.85	3.06/2.67	2.95/2.51	2.89/2.42	2.81/2.32	2.76/2.26
11	3.14/2.83	3.02/2.65	2.91/2.48	2.84/2.39	2.77/2.29	2.71/2.22
11.5	3.10/2.80	2.98/2.62	2.87/2.45	2.80/2.36	2.72/2.26	2.67/2.19
12	3.07/2.78	2.95/2.59	2.83/2.43	2.76/2.33	2.68/2.23	2.63/2.16
12.5	3.03/2.76	2.91/2.57	2.79/2.40	2.73/2.31	2.65/2.20	2.59/2.13
13	3.00/2.74	2.88/2.55	2.76/2.38	2.69/2.26	2.61/2.17	2.56/2.10
13.5	2.97/2.72	2.84/2.53	2.73/2.35	2.65/2.26	2.56/2.15	2.52/2.07
14	2.94/2.70	2.81/2.51	2.69/2.33	2.63/2.24	2.54/2.12	2.49/2.05

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS DE CONTRACCION PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE, NO REFORZADO. 21

TIPO DE AGREGADO	ESPACIAMIENTO (M)
GRANITO TRITURADO	7.5 - 9
CALIZA TRITURADA	6 - 9
CALIZA CON PEDERNAL TRITURADA	6 - 7.5
GRAVA SILICOSA	4.5 - 6
GRAVA MENOR QUE 3/4	4.5 - 6
REZAGA	4.5 - 6



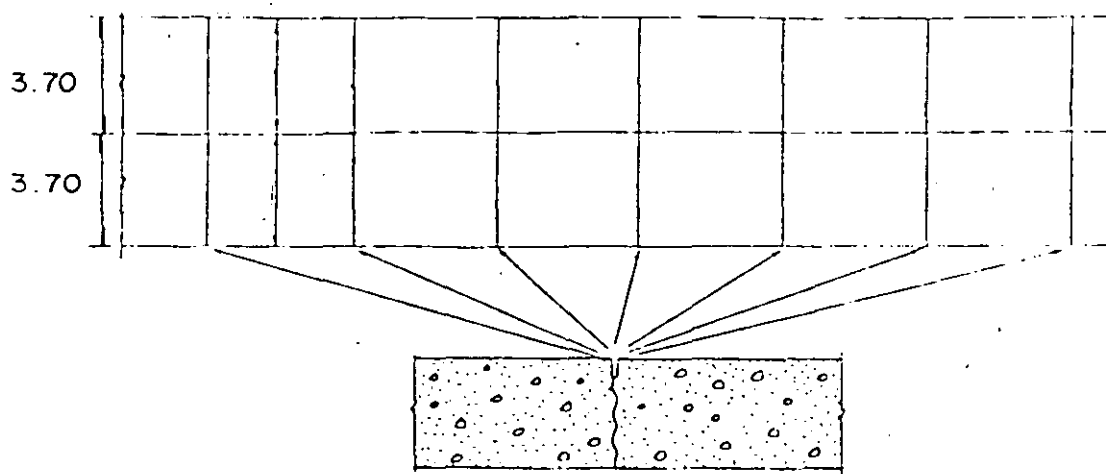
Diameter, length and spacing of tiebars
 Fig. 22 22 Recommended tiebar dimensions and spacings.

TABLE 22 9 Recommended Size and Spacing of Dowel Bars

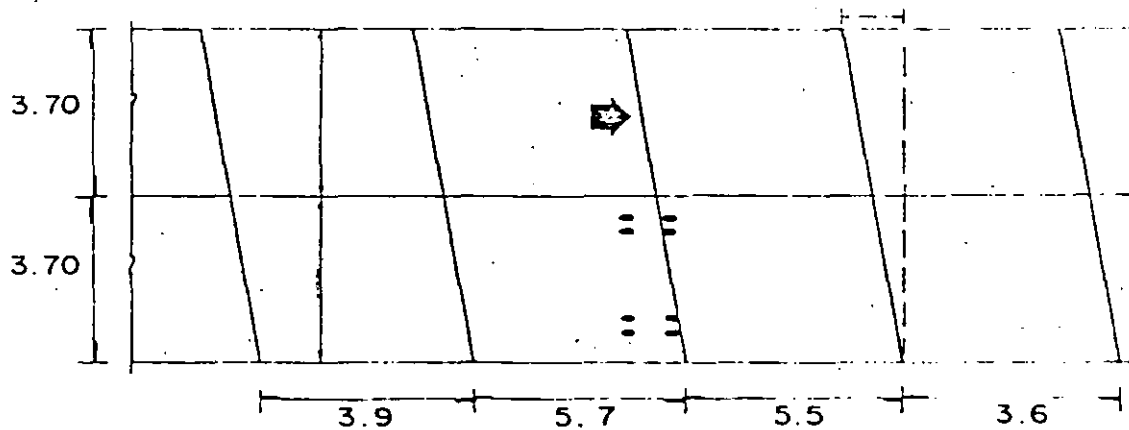
Slab Depth, in.	Dowel Diameter, in	Total Dowel Length*, in	Dowel Spacing, in c to c
5-6	3/8	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/4	18	12
12-16	1 1/2	20	15
17-20	1 3/4	22	18
21-25	2	24	18

* Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels

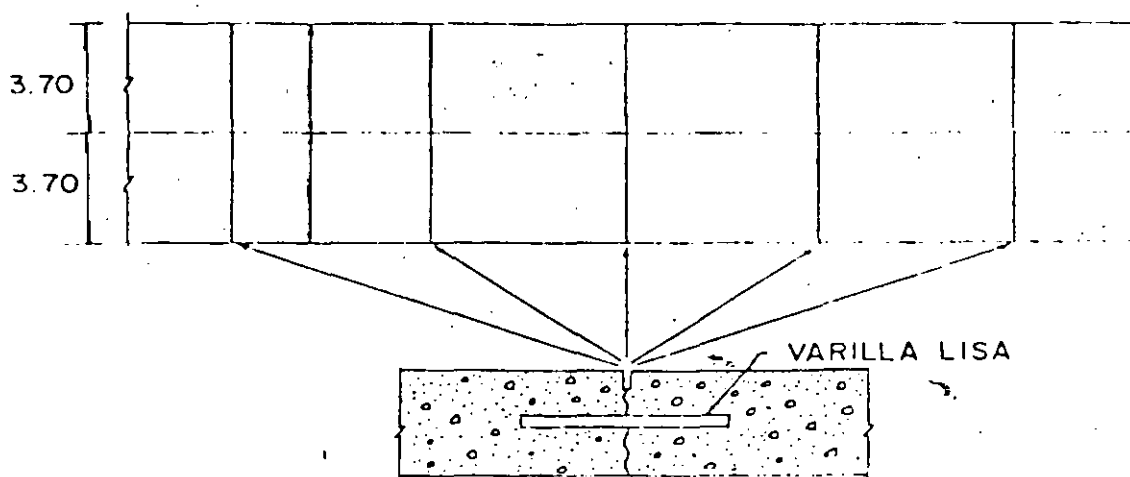
JUNTAS DE CONTRACCION

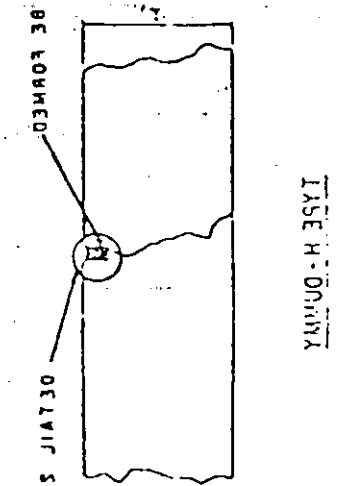
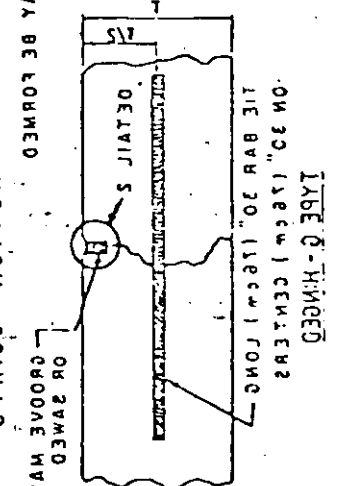
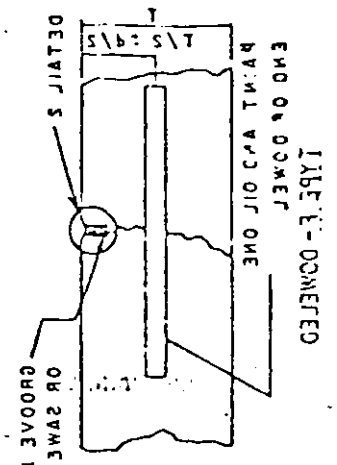


JUNTAS ESIVIAJADAS



JUNTAS CON PASAJUNTA LISO



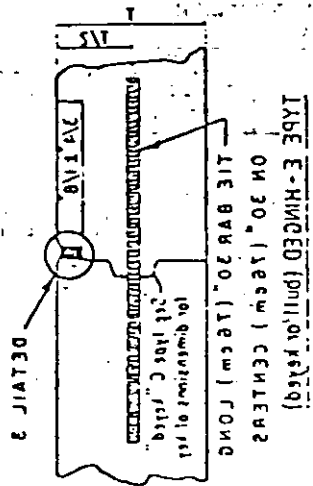
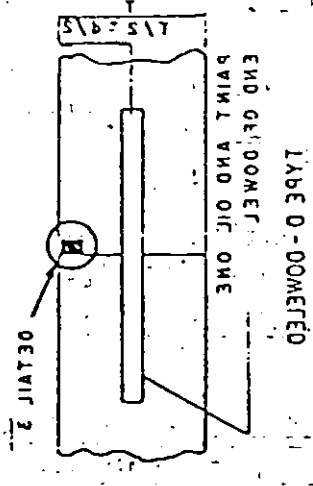
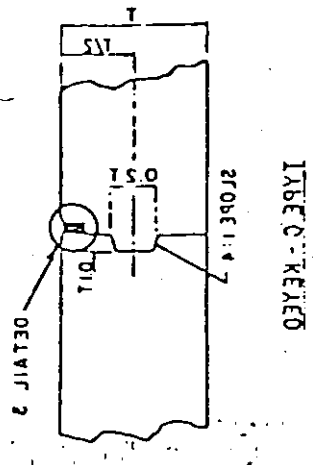


TYPE E - DOME TAPERED

TYPE G - HINGED

TYPE H - DOMINANT

IF BRIDGE ENDS ARE NOT IN TOWER HEADERS
 NOTE.



TYPE C - KEYS

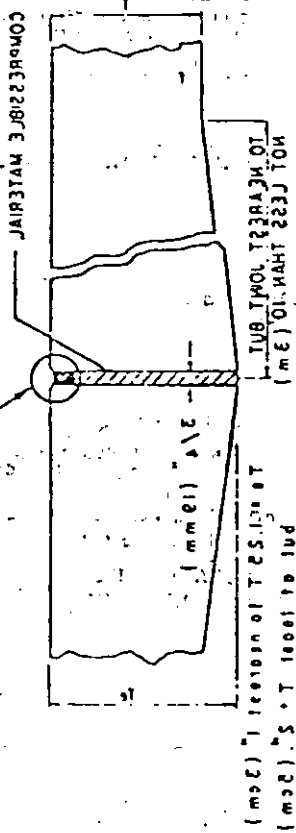
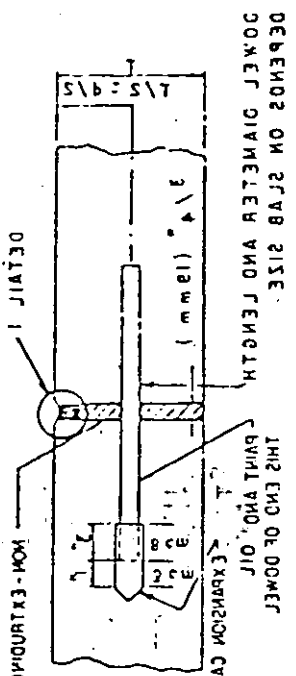
TYPE D - DOME TAPERED

TYPE E - HINGED (DOME TAPERED)

TYPE A - DOME TAPERED

CONSTRUCTION JOINTS

TYPE B - THICKENED EDGE



EXPANSION JOINTS

$$A_s = \frac{F L W}{2 f_s}$$

A_s = AREA DE ACERO, EN pulg² POR PIE DE ANCHO

F = DISTANCIA ENTRE JUNTAS, EN PIES

W = PESO DE LA LOSA, EN LIBRAS/pie²

F = COEFICIENTE DE FRICCIÓN EN LA SUBRASANTE

f_s = ESFUERZO DE TENSION DEL ACERO, psi.

WELDED WIRE FABRIC
 $f_y = 65,000$ PSI

STEEL BAR MAT
 $f_y = 60,000$ PSI

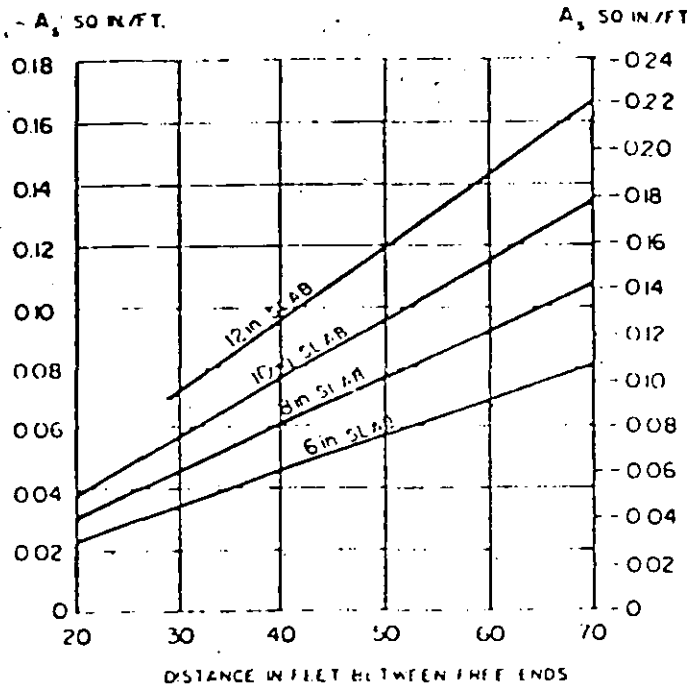


Fig. 15. Selection chart for distributed steel.

12.- Tolerancias.

12.1.- Losas de concreto.-

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto

$\pm 0.1\%$

12.2.- Profundidad máxima de las depresiones observadas, determinadas colocando una regla metálica de 5 m. en dirección paralela y con espaciamentos en el sentido transversal no mayores de 2.00 m.

5 mm.

12.3.- Espesores.

En el 80% como mínimo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e$

En el 20% como máximo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e - 5 \text{ mm.}$

El espesor de las losas se obtendrá por medición directa en la losa, cuando sea posible, o por medio de corazones.

12.4.- Resistencia.

El 80% como mínimo de los valores determinados en las pruebas de módulo de resistencia a la tensión por flexión a los 28 días.

$M.R. \geq 45 \text{ kg/cm}^2$

El 20% restante no podrá tener

$M.R. \leq 41 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo el promedio de las resistencias obtenidas en cuatro ensayos consecutivos deberá ser

$\geq 45 \text{ kg/cm}^2$

12.5.- Coeficiente de fricción.

≥ 0.35

12.6.- Indice de Perfil

$\leq 20 \text{ pulg/mi}$
13

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

0.3 pulgada

PROPIEDADES DEL CONCRETO ENDURECIDO

RESISTENCIA A LA TENSION

RESISTENCIA A LA COMPRESION

MODULO DE ELASTICIDAD

MODULO DE POISSON

DEFORMABILIDAD POR CAMBIOS DE TEMPERATURA

CONTRACCION

DURABILIDAD.

TENDENCIAS ACTUALES

PAVIMENTOS MAS GRUESOS

SUBRASANTES ESTABILIZADAS

USO DE ELEMENTOS DE TRANSFERENCIA

SUB-BASES MAS RESISTENTES
(CONCRETO POBRE)

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

Concepto	Rígido	Flexible
1.- Calidad de Rodamiento	Mayores problemas en el acabado superficial. Las juntas entre losas - suelen ser fuente permanente de problemas. Este inconveniente se atenúa notoriamente en losas con acero de refuerzo, al aumentarse sensiblemente el espaciamiento entre juntas.	Mayor facilidad para lograr una mejor superficie de rodamiento.
2.- Funcionalidad	Bajo altos niveles de tránsito este pavimento llega a ser más ventajoso. La falla más común se manifiesta por agrietamientos, los cuales no suelen afectar la funcionalidad.	Cuando el tránsito es intenso suele ser común la formación de baches y roderas, - que afectan seriamente la - funcionalidad del pavimento
3.- Agrietamiento	Es más probable que en este caso se presenten grietas no controladas. -- Sin embargo, estas suelen ser de poca trascendencia.	El agrietamiento suele influir mayormente en el comportamiento del pavimento.
4.- Resistencia - al derrapamiento.	En ambos tipos de pavimento se requiere adoptar medidas especiales para disponer de una superficie antiderrapante. Sin embargo, la textura superficial del pavimento rígido suele ser más estable que la del flexible.	

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES
(Continuación)

Concepto	Rígido	Flexible
5.- Facilidad de - reparación	Requiere alta especialización	Es relativamente sencilla, sin embargo, en caminos de alto tránsito la operación del mismo se ve seriamente afectada.
6.- Visibilidad	En general la visibilidad es mejor - que en el pavimento flexible	
7.- Durabilidad	Substancialmente mayor que la del pa- vimento flexible.	
8.- Construcción - por etapas	No aplicable a este tipo de pavimen- to, a menos que se recurra a capas - bituminosas	Muy favorable
9.- Costos	Los costos de construcción inicial - son mayores, siendo en cambio meno- res los de conservación. La suma de ambos es motivo de análisis en cada caso.	Posibilidad de diferir in- versiones al construir por etapas.
10.- Confiabilidad	En condiciones críticas ó particular- mente difíciles, ofrece mayores ga- rantías que el flexible.	

ASFALTOS DISEÑO

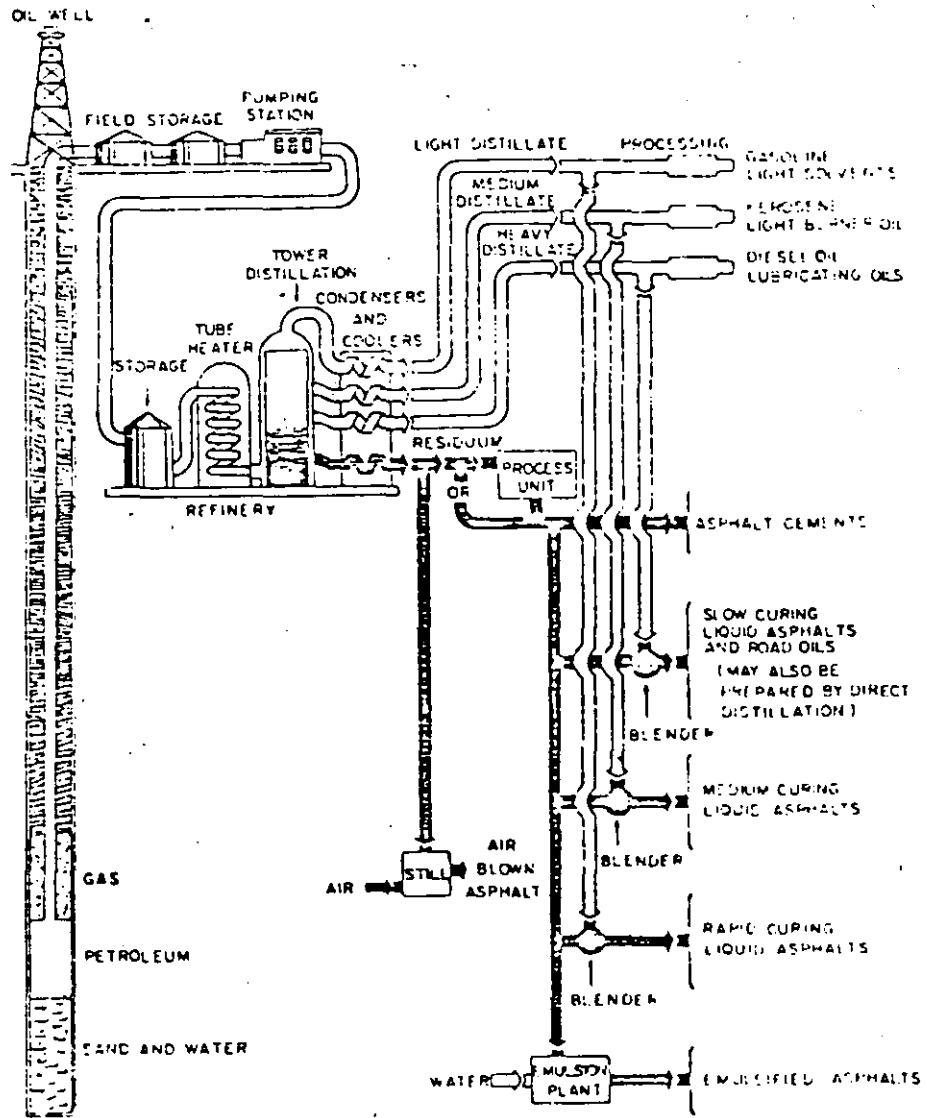
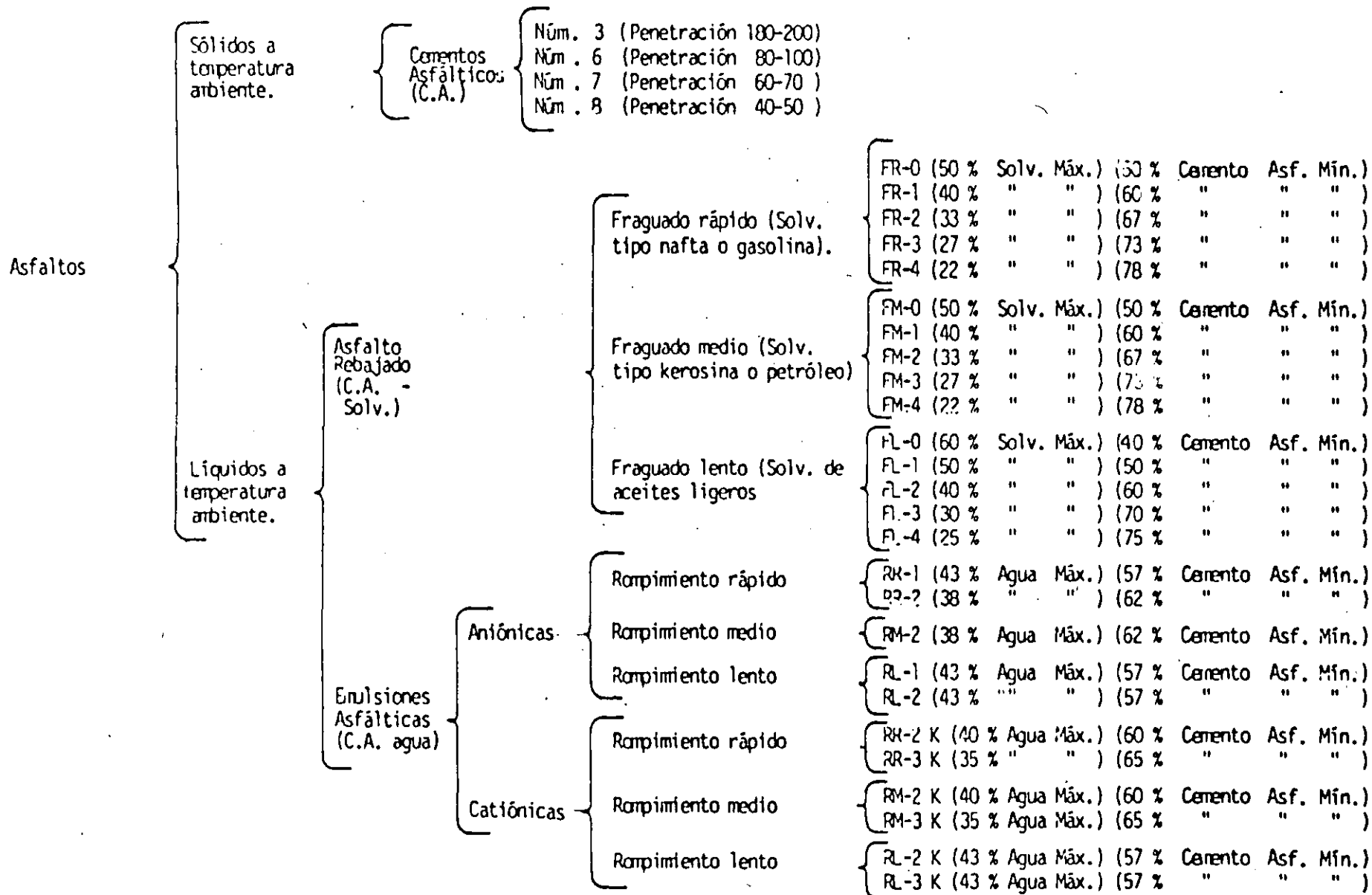
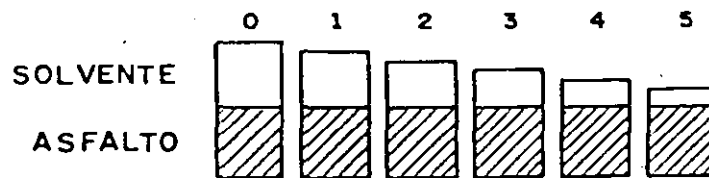


Fig. 16-6. Petroleum asphalt flow chart. (Courtesy of The Asphalt Institute)

5.- CLASIFICACION DE LOS ASFALTOS.

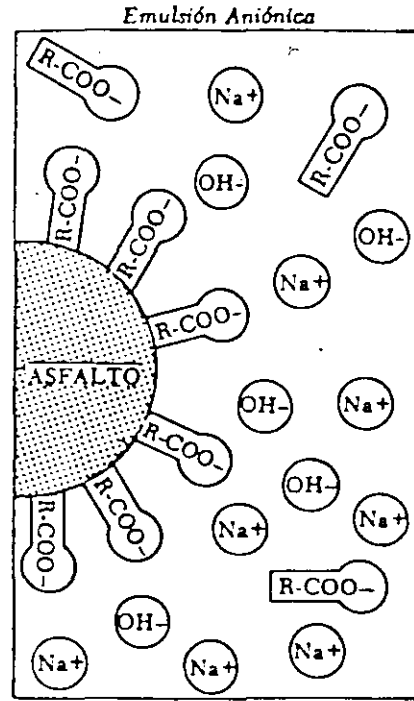
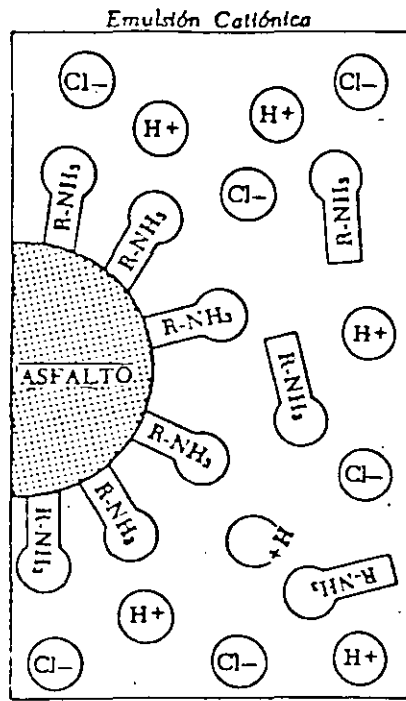


ASFALTOS REBAJADOS
PROPORCION DE SOLVENTES

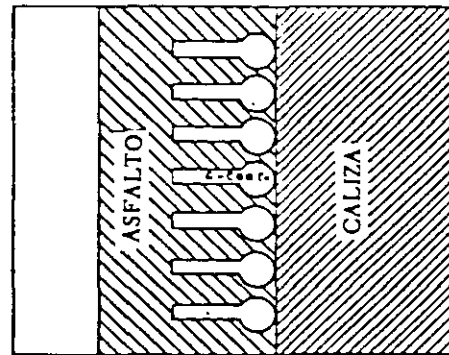
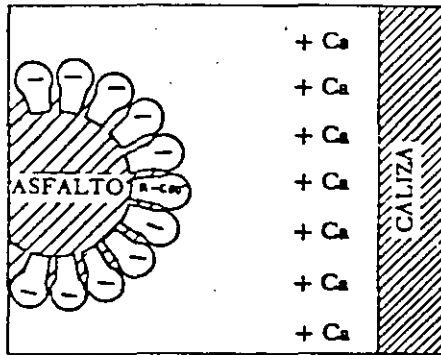


TIPO DE SOLVENTE

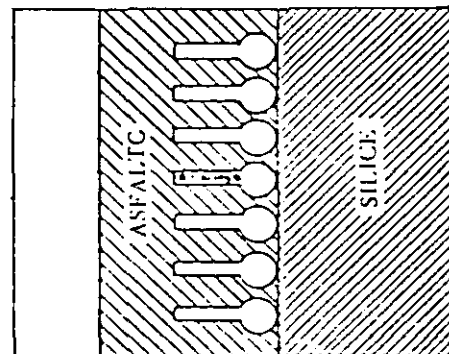
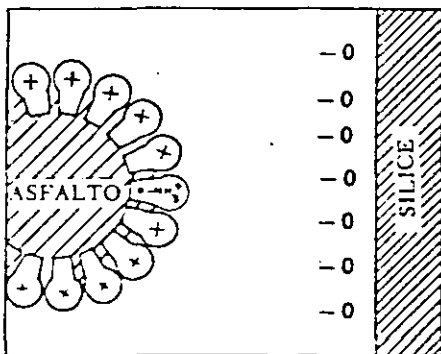
FRAGUADO RAPIDO (FR)	NAFTA
FRAGUADO MEDIO (FM)	KEROSENA
FRAGUADO LENTO (FL)	ACEITE LIGERO



Esquema de un Glóbulo que Forma una Emulsión Aniónica y una Catiónica, Respectivamente.



Acción de una Emulsión Aniónica con un Material Calizo.



Acción de una Emulsión Catiónica con un Material Silíceo.

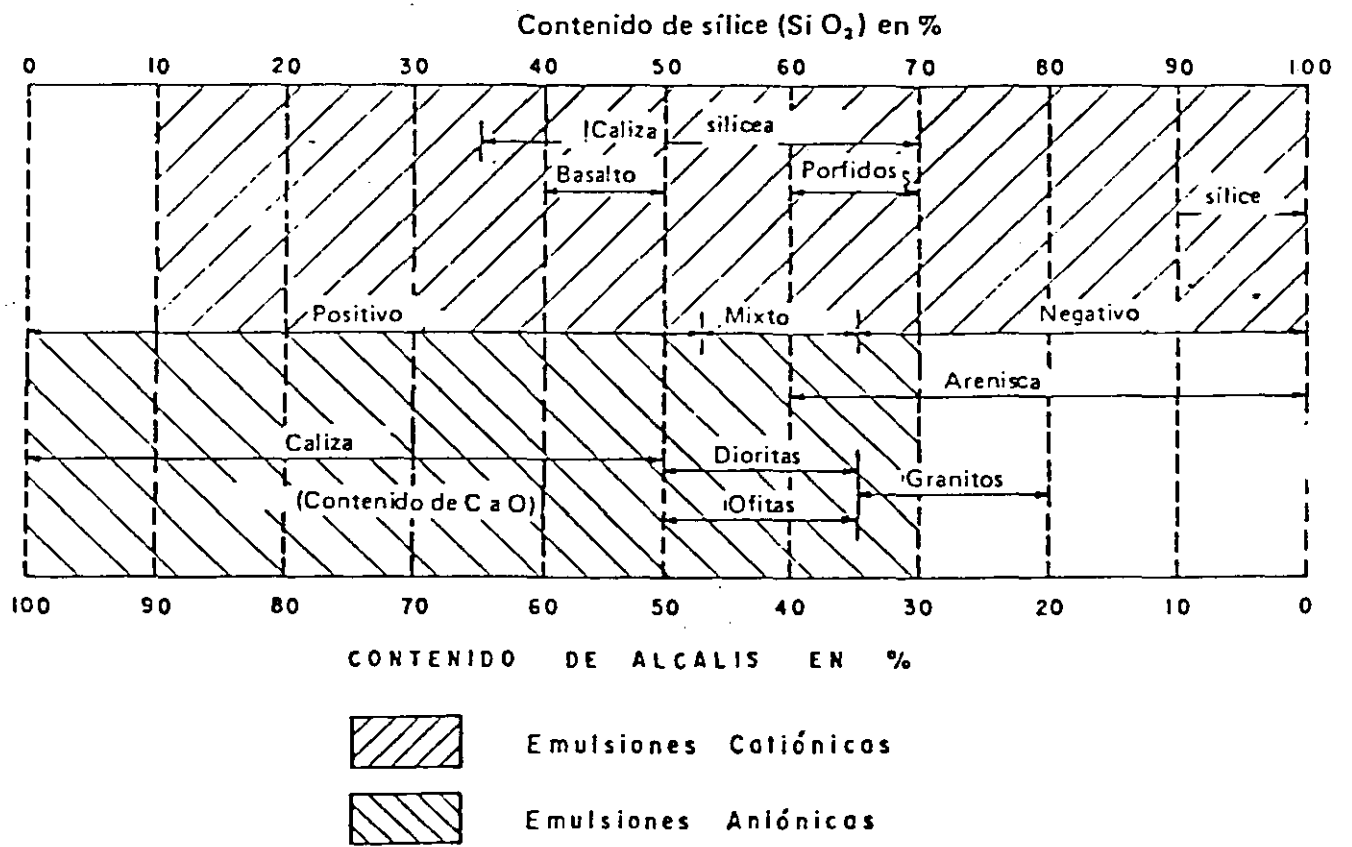


Figura IX.6 Clasificación de los agregados. (Fuerza Aérea, E.U.A.).

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

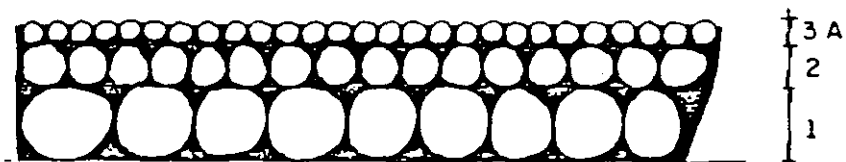
- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

CARPETAS POR RIEGOS

TIPOS DE AGREGADOS

DENOMINACION	PASA POR	RETENIDO EN
1	1"	1/2"
2	1/2"	1/4"
3 A	3/8"	Nº 8
3 B	1/4"	Nº 8
3 E	3/8"	Nº 4

CARPETA DE TRES RIEGOS



CARPETA ASFALTICA

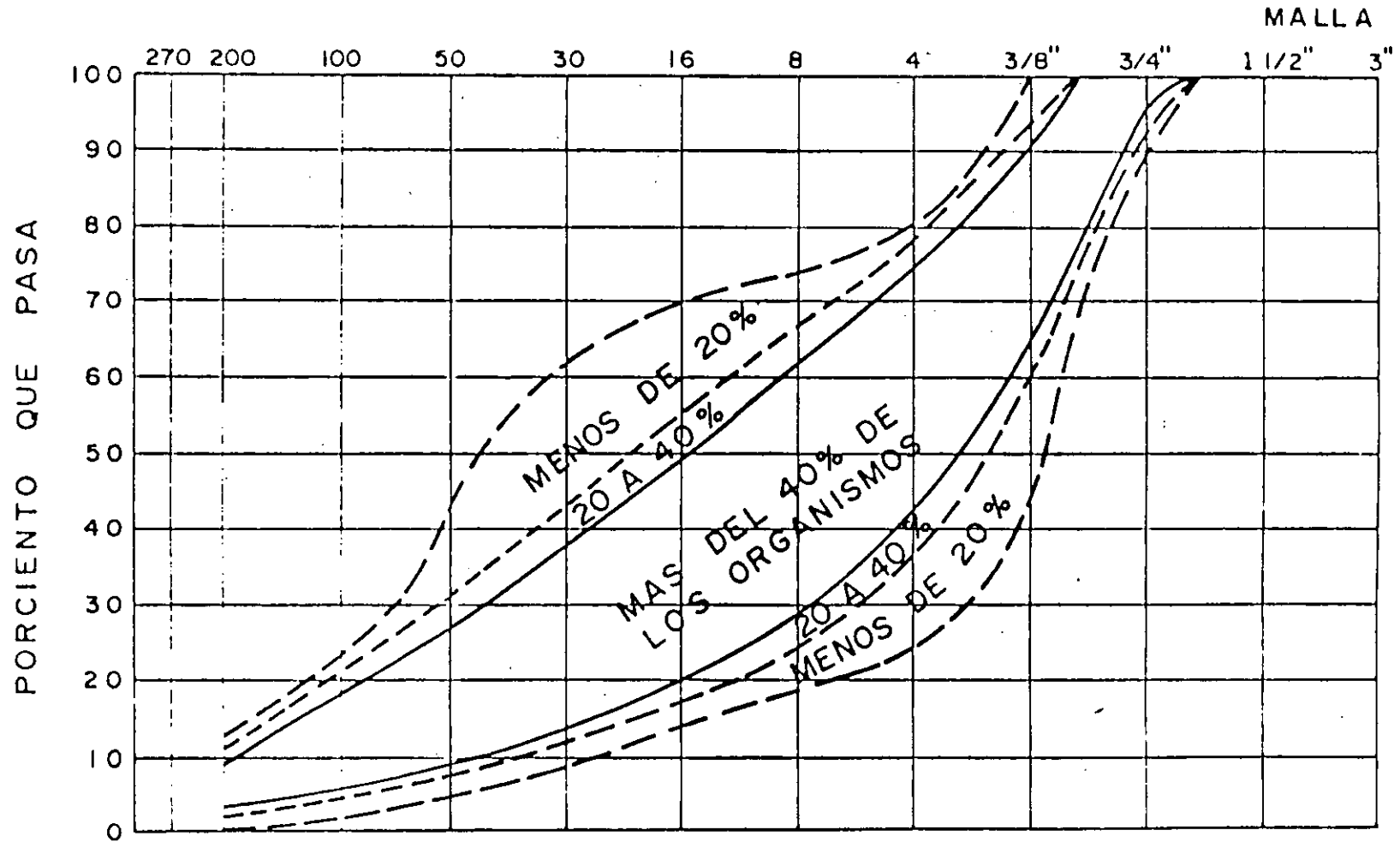
AGREGADOS

GRANULOMETRIA
NATURALEZA DE LOS FINOS
DUREZA Y SANIDAD
FORMA Y TEXTURA DE PARTICULAS
ADHERENCIA CON ASFALTO

PRODUCTO ASFALTICO

CONSISTENCIA
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD
PRUEBA DE LA MANCHA
PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA
ETC.

ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS DE AGREGADOS PARA CONCRETO



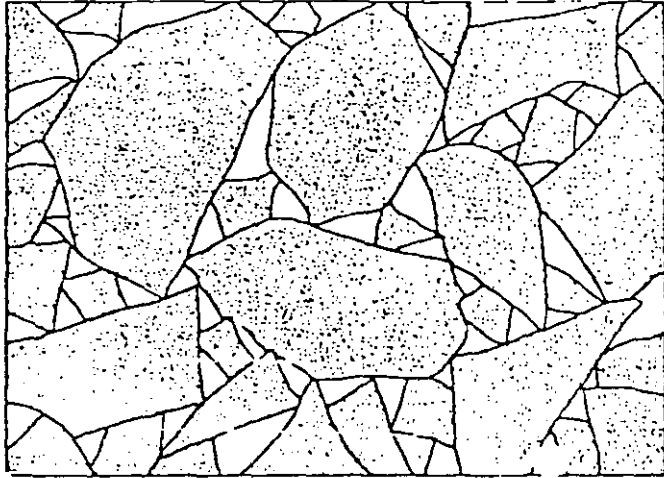


FIG. 4-1.—Esquema de la estructura formada por los áridos.

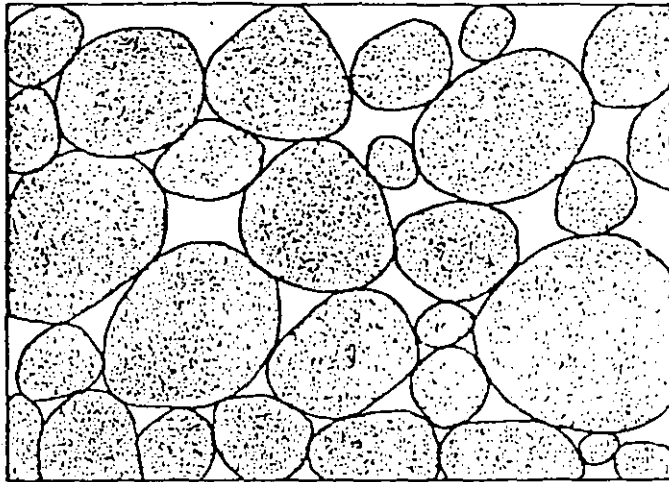


FIG. 4-2.—Esquema de la estructura formada por los áridos cuando estos son redondeados.

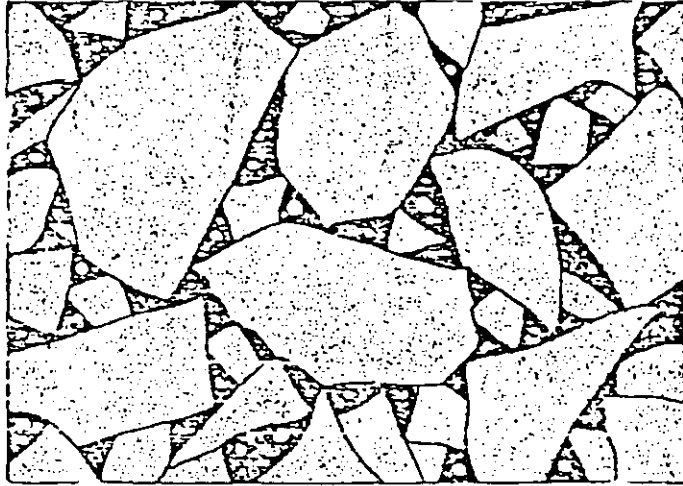


FIG. 4-3.—Esquema de la estructura formada por los áridos y el ligante asfáltico.

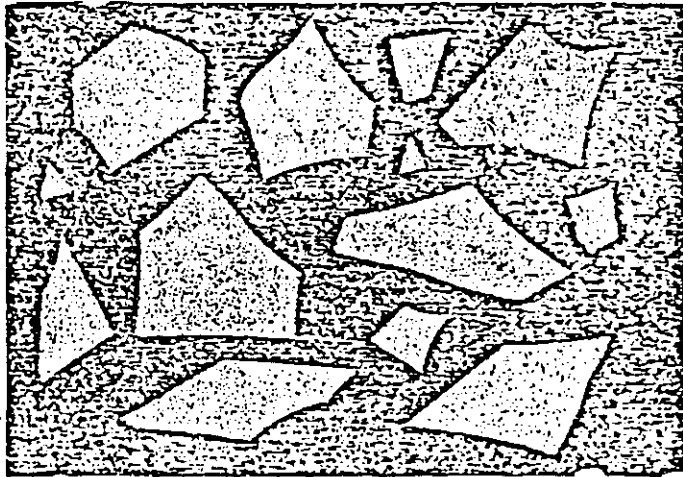


FIG. 4-4.—Esquema de una mezcla con exceso de ligante asfáltico.

PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

TAMAÑO Y GRANULOMETRIA

TRITURACION Y CRIBADO

FORMA

TRITURACION

LIMPIEZA Y TEXTURA SUPERFICIAL

LAVADO Y TRITURACION

ADHERENCIA CON EL ASFALTO

LAVADO, TRITURACION Y ADITIVO

DUREZA Y SANIDAD ;

SELECCION

ABSORCION

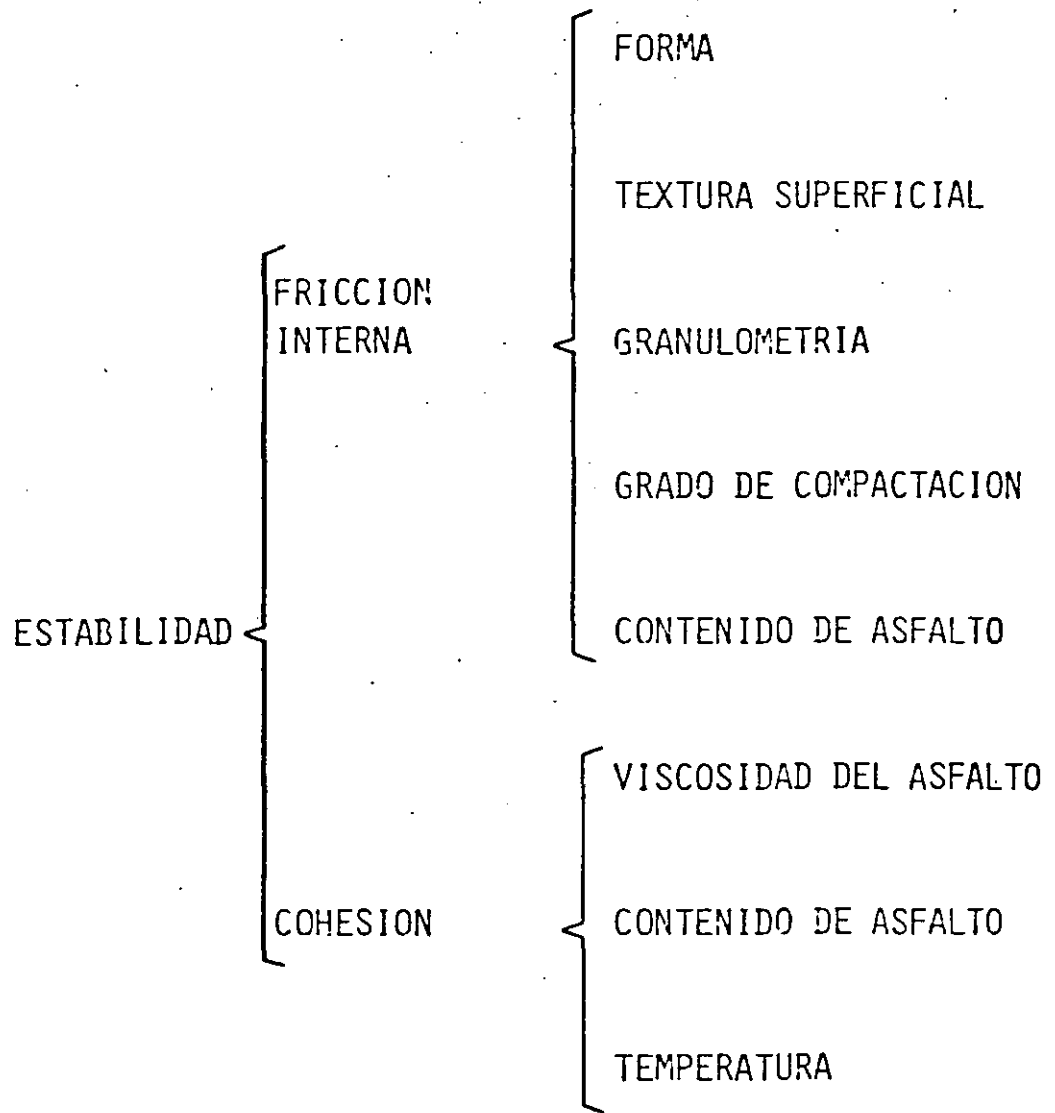
SELECCION

CONTENIDO DE FINOS PLASTICOS

SELECCION, CRIBADO, LAVADO

PROPIEDADES DE LAS MEZCLAS

- ESTABILIDAD
- DURABILIDAD
- FLEXIBILIDAD
- RESISTENCIA A LA FATIGA
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- PERMEABILIDAD
- RESISTENCIA A LA FRACTURA
- TRABAJABILIDAD
- CARACTERISTICAS ESFUERZO - DEFORMACION
- CARACTERISTICAS TERMICAS



DURABILIDAD

CONTENIDO DE ASFALTO

GRANULOMETRIA (MEZCLAS DENSAS)

PESO VOLUMETRICO COMPACTO

IMPERMEABILIDAD

AFINIDAD CON ASFALTO

FLEXIBILIDAD

ALTO CONTENIDO DE ASFALTO

MEZCLAS DE GRANULOMETRIA ABIERTA

FATIGA

CONTENIDO DE ASFALTO

MEZCLAS DENSAS

GRANULOMETRIA BIEN GRADUADA

RIGIDEZ

TEMPERATURA

NIVEL DE ESFUERZOS

FACTORES AMBIENTALES

GRANULOMETRIA

TIPO Y CONTENIDO DE ASFALTO

GRADO DE COMPACTACION

RESISTENCIA
AL DERRAPAMIENTO

TEXTURA SUPERFICIAL

RESISTENCIA AL PULIMENTO

PROPIEDADES DESEABLES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

- 1.- ESTABILIDAD
- 2.- DURABILIDAD
- 3.- FLEXIBILIDAD
- 4.- RESISTENCIA A LA FATIGA
- 5.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 6.- IMPERMEABILIDAD
- 7.- TRABAJABILIDAD.

BAJA ESTABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

EXCESO DE ASFALTO

CORRUGACIONES, RODERAS Y LLORADO DE ASFALTO

EXCESO DE ARENA

POCA RESISTENCIA DURANTE LA COMPACTACION Y DESPUES DE LA CONSTRUCCION, DIFICULTAD PARA COMPACTARSE

AGREGADOS REDONDEADOS Y LISOS, POCO O NINGUN EFECTO DE TRITURACION

RODERAS Y CANALIZACIONES

POCA DURABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO.

RESEQUEDAD Y DESGRANAMIENTO

ALTO CONTENIDO DE VACIOS POR
DISEÑO O DEFICIENTE COMPACTA
CION

ENDURECIMIENTO PREMATURO DEL AS
FALTO SEGUIDO DE AGRIETAMIENTOS
Y DESGRANAMIENTO

AGREGADOS HIDROFILICOS EN LA
MEZCLA

DESPRENDIMIENTO DEL ASFALTO EN
LOS AGREGADOS, DESGRANAMIENTO O
INESTABILIDAD

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

C A U S A S

E F E C T O S

EXCESO DE ASFALTO

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO,
LORADO DE ASFALTO

DEFICIENCIAS EN LA TEXTURA
O GRANULOMETRIA DE LOS ---
AGREGADOS

SUPERFICIE DE RODAMIENTO LISA, TEN-
DENCIA AL ACUAPLANEO

AGREGADOS POCO RESISTENTES
A LA ABRASION

BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

ALTA PERMEABILIDAD

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO

PELICULA DELGADA DE ASFALTO PUEDE
PROVOCAR ENVEJECIMIENTO PREMATURO
Y DESPRENDIMIENTO

ALTO CONTENIDO DE VACIOS

OXIDACION Y DESINTEGRACION

COMPACTACION DEFICIENTE

INFILTRACION DE AGUA Y BAJA RESIS
TENCIA

BAJA RESISTENCIA A LA FATIGA

C A U S A S

E F E C T O S

BAJO CONTENIDO DE ASFALTO

AGRIETAMIENTO POR FATIGA

ALTO CONTENIDO DE VACIOS

ENVEJECIMIENTO PREMATURO SEGUIDO
DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

COMPACTACION DEFICIENTE

ENVEJECIMIENTO PREMATURO SEGUIDO
DE AGRIETAMIENTO POR FATIGA

ESPESOR INSUFICIENTE DEL
PAVIMENTO

FLEXION EXCESIVA SEGUIDA DEL AGRIE
TAMIENTO POR FATIGA

TRABAJABILIDAD DEFICIENTE

C A U S A S

E F E C T O S

PARTICULAS MUY GRANDES

DIFICULTAD PARA TENDER,
SUPERFICIE ASPERA

EXCESIVO CONTENIDO DE AGREGADOS
GRUESOS

DIFICULTAD PARA COMPACTAR

BAJA TEMPERATURA DE LA MEZCLA

DEFICIENTE CUBRIMIENTO DE AGREGADOS
SUPERFICIE ASPERA, DIFICULTAD PARA
COMPACTAR, VIDA CORTA

EXCESO DE ARENA

LA MEZCLA SE DESPLAZA BAJO EL RODI-
LLO Y NO ADQUIERE RESISTENCIA

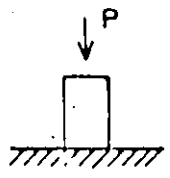
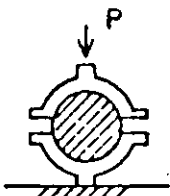
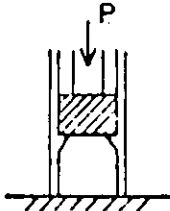
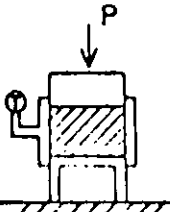
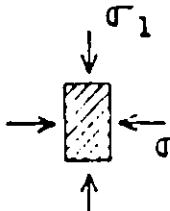
CARENCIA DE FINOS (FILLER)

ALTA PERMEABILIDAD, MEZCLA POCO RE-
SISTENTE

EXCESO DE FINOS (FILLER)

MEZCLA RESECA O PEGAJOSA, DIFICIL
MANEJAR, POCO DURABLE

METODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS

METODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DIMENSION ESPECIMEN		VELOCIDAD APLICACION ESFUERZOS	TEMPERATURA DE PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LOS ESFUERZOS	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFALTICAS	ESTATICA Y/O DINAMICA	4" 5"	1.25d	LENTA	AMBIENTE		q_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFALTICOS EN AEROPISTAS	DINAMICA	4"	2.5"	2"/min	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacios mezcla Vol. vacios rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFALTICO	ESTATICA	2" 6"	1" 3"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacios en la mezcla.
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFALTICOS	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFALTICO INVESTIGACION	ESTATICA	4"	8"	INCREMENTOS 0.001"/min	AMBIENTE		Cohesión ángulo de fricción

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE
DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SU-
PERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.020 a + 0.045 b + cd$$

A = CONTENIDO DE ASFALTO

a = PORCENTAJE DE MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA 10

b = PORCENTAJE DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA 10 Y SE
RETIENE EN LA 200

c = PORCENTAJE DE MATERIAL QUE PASA LA MALLA 200

d = FACTOR QUE DEPENDE DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS
AGREGADOS (0.15 A 0.35)

DURIEZ

$$100S = 0.17a + 0.33b + 2.30c + 12d + 135f$$

a = PORCENTAJE DE MATERIAL MAYOR DE 10 MM

b = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 5 Y 10 MM

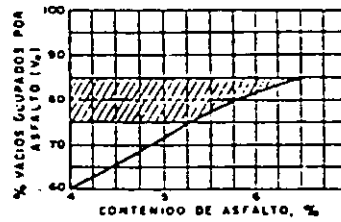
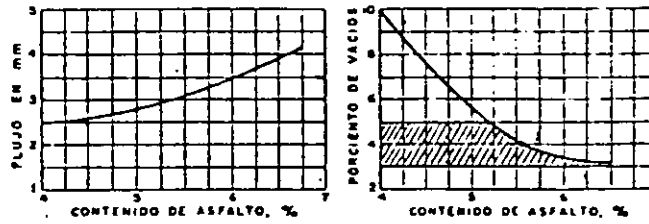
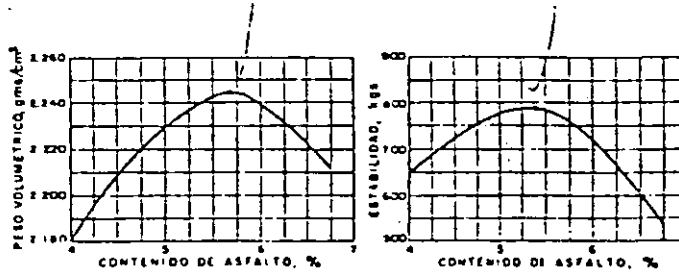
c = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 0.3 Y 5 MM

d = PORCENTAJE DE MATERIAL ENTRE 0.08 Y 0.3 MM

f = PORCENTAJE DE FILLER

$$P = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

GRAFICAS OBTENIDAS PRUEBA MARSHALL



TEMPERATURA AMBIENTE	TIPO DE CEMENTO ASFALTICO PENETRACION
$t \leq 7^{\circ}\text{C}$	120 - 150, 85 - 100
$7^{\circ}\text{C} < t < 24^{\circ}\text{C}$	85 - 100, 60 - 70
$\geq 24^{\circ}\text{C}$	60 - 70, 40 - 50

(INSTITUTO DEL ASFALTO)

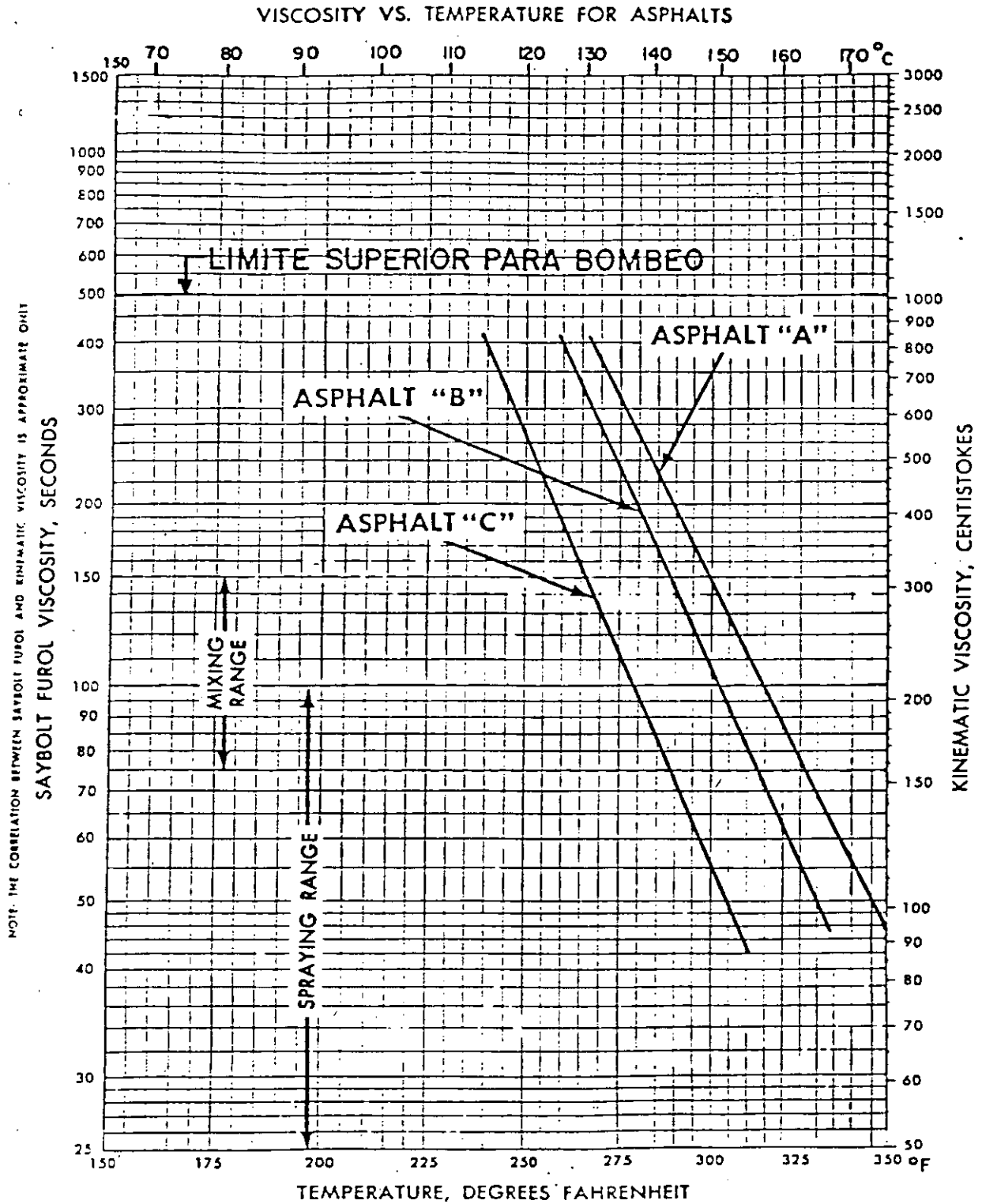


Figure 1. Viscosity vs. temperature for asphalts

TEMPERATURAS

CEMENTO ASFALTICO, LA QUE PROPORCIONE UNA VISCOSIDAD ENTRE 75 Y 150 SEG. SAYBOLT-FUROL

MATERIAL PETREO 120°C-160°C

MEZCLADO 105°C-175°C

AL SALIR DE LA PLANTA 120°C-150°C

AL TENDERSE 110°C MINIMO

AL INICIAR EL ACOMODO 100°C-110°C

AL TERMINAR LA COMPACTACION 70°C

P M S

ES UN INSTRUMENTO PERMANENTE, ACTUALIZADO Y SISTEMATICO PARA CONOCER LA REALIDAD, IDENTIFICAR Y FORMULAR OBJETIVOS DESEABLES, PROPONER Y ANALIZAR ALTERNATIVAS, APOYAR LA TOMA DE DECISIONES Y -- EVALUAR EL FUNCIONAMIENTO DE LAS ACCIONES IMPLANTADAS, PARA ACTUALI ZAR EL CONOCIMIENTO DE LA SITUACION REAL.

PMS ES EL PROCESO DE ORGANIZAR, COORDINAR Y CONTROLAR
TODAS LAS ACTIVIDADES QUE AFECTAN EL COSTO Y VIDA DE
LOS PAVIMENTOS.

LA MISION BASICA DE UN PMS ES PROPORCIONAR AL PUBLICO UN SISTEMA CARRETERO SEGURO Y EFICIENTE. INCLUYE LA CONSTRUCCION Y LA CONSERVACION PERPETUA DEL SISTEMA, PARA OBTENER LA MAYOR CALIDAD AL MENOR COSTO.

VENTAJAS DE LA APLICACION DE UN PMS

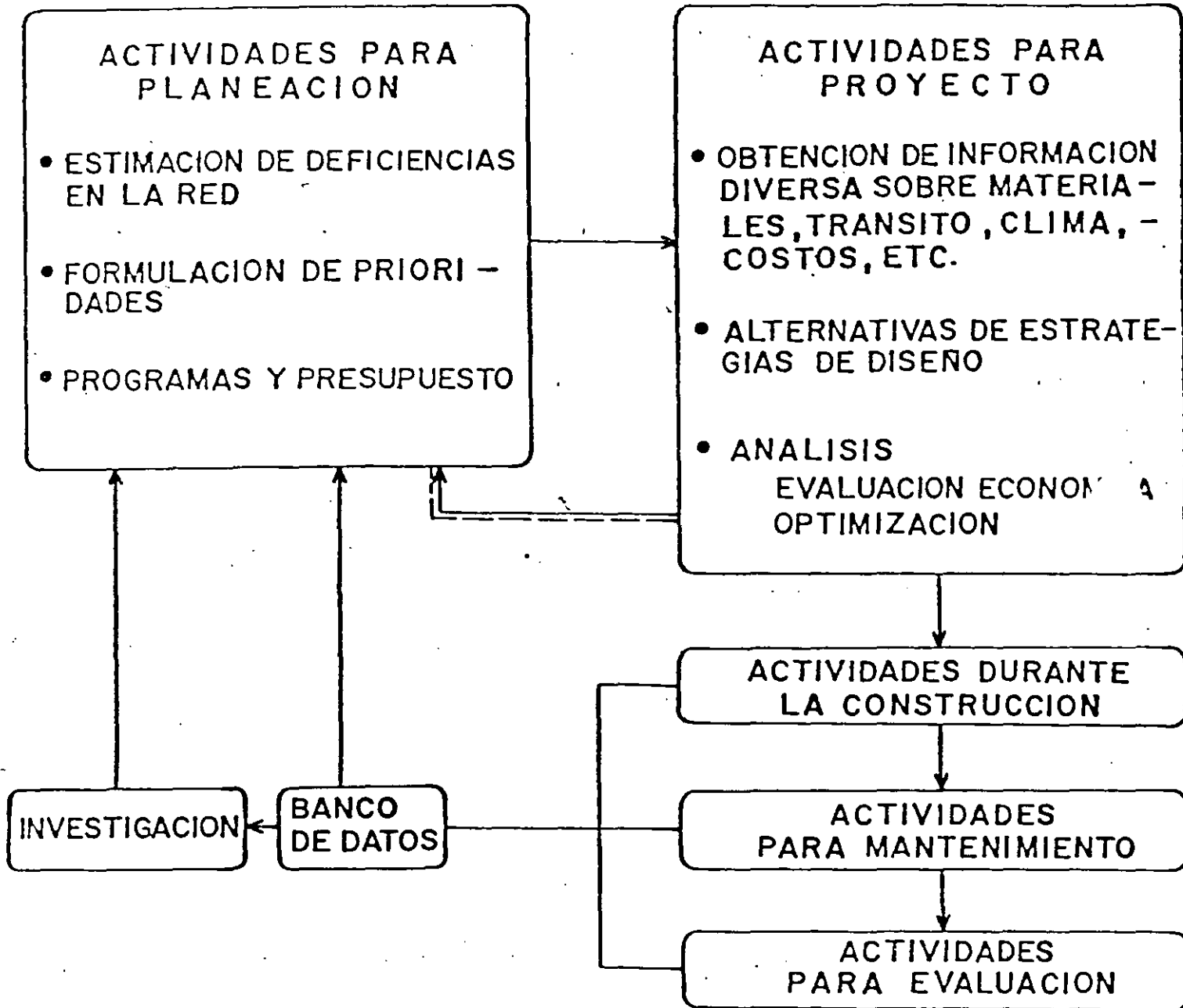
- . SE AUMENTA LA POSIBILIDAD DE TOMAR DECISIONES CORRECTAS, AL CONSIDERAR TODOS LOS FACTORES RELEVANTES Y LAS ALTERNATIVAS EN FORMA COORDINADA.
- . SE HACE MEJOR USO DE LA TECNOLOGIA DISPONIBLE, MEDIANTE COORDINACION Y RETROALIMENTACION.

EL EXITO DE UN PMS DEPENDE DE LAS ACCIONES DE COORDINACION,
COMUNICACION, COOPERACION, INFORMACION Y RETROALIMENTACION.

REQUERIMIENTO PARA EL FUNCIONAMIENTO DEL PMS

- Organización técnica y administrativa.
- Banco de datos.
- Bancos de materiales.
- Investigación.
- Capacitación del personal.

DIAGRAMA CONCEPTUAL DEL SISTEMA



COMPONENTES BASICOS DE UN PMS

- PLANEACION
- DISEÑO
- CONSTRUCCION
- MANTENIMIENTO
- EVALUACION
- INVESTIGACION

TODAS ESTAS ACTIVIDADES ESTAN DIRECTAMENTE RELACIONADAS ENTRE SI Y CUALQUIERA DE ELLAS PUEDE, EN UN MOMENTO DADO, ADQUIRIR UNA IMPORTANCIA RELEVANTE.

FUNCIONES BASICAS DE LOS SUB-SISTEMAS

- PLANEACION: INVOLUCRA UNA ADECUACION DE LAS DEFICIENCIAS O MEJORAS REQUERIDAS POR UNA RED, EL ESTABLECIMIENTO DE PRIORIDADES PARA ELIMINAR O REDUCIR ESTAS DEFICIENCIAS, Y EL DESARROLLO DE PRESUPUESTOS Y PROGRAMAS PARA REALIZAR LOS TRABAJOS NECESARIOS.
- DISEÑO: INVOLUCRA LA ADQUISICION O SUMINISTRO DE UNA-VARIADA INFORMACION, LA GENERACION DE DIFERENTES ESTRATEGIAS DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO, --LOS ANALISIS DE ESTAS ALTERNATIVAS, SU EVALUACION ECONOMICA Y LA OPTIMIZACION PARA SELECCIONAR LA MEJOR.
- CONSTRUCCION: LA CONSTRUCCION CONVIERTE UNA RECOMENDACION - DE DISEÑO EN UNA REALIDAD FISICA. SU PRINCIPAL COMPONENTE DE ACTIVIDAD INCLUYE EL DETALLE DE LAS ESPECIFICACIONES Y DOCUMENTOS CONTRACTUALES, PROGRAMAS, OPERACIONES DE CONSTRUCCION, CONTROL DE CALIDAD, Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO DE DATOS PARA CANALIZARLOS AL BANCO --- (DE DATOS)

MANTENIMIENTO:

ESTA FASE INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE UN PROGRAMA Y LISTADO DEL TRABAJO DE REPARACION LAS OPERACIONES DE SELLADO DE GRIETAS, BACHEO ETC. Y LA ADQUISICION Y PROCESAMIENTO DE DATOS PARA ALIMENTAR EL RESPECTIVO BANCO DE DATOS.

EVALUACION:

CORRESPONDE A UNA DE LAS FASES QUE ULTIMAMENTE HA RECIBIDO CONSIDERABLE ATENCION E INCLUYE EL ESTABLECIMIENTO DE SECCIONES DE CONTROL, MEDICIONES PERIODICAS DEL COMPORTAMIENTO REAL EN CUANTO A DETERIOROS, CAPACIDAD ESTRUCTURAL, RODABILIDAD, RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO, Y TRANSMITIR DICHA INFORMACION AL BANCO DE DATOS.

LA INFORMACION ADQUIRIDA TIENE APLICACION EN:

- LA VERIFICACION DE LA EFICIENCIA CON QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SU FUNCION.
- LA PLANEACION Y PROGRAMACION DE LAS FUTURAS REHABILITACIONES REQUERIDAS
- LA INTRODUCCION DE MEJORAS TECNOLOGICAS DE DISEÑO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.

INVESTIGACION:

- SURGE DE LAS PROPIAS NECESIDADES Y USUALMENTE UTILIZA EN FORMA EXTENSIVA LA INFORMACION DERIVADA DE LA ACCION ANTERIOR. (EVALUACION).

BANCO DE DATOS

SUPONE BASICAMENTE LA COLECCION DE LA SIGUIENTE INFORMACION

FICHA DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

RESUME Y PONE AL DIA LA INFORMACION PERTINENTE CONCERNIENTE A LOS PARAMETROS ORIGINALES DE DISEÑO, TALES COMO TRANSITO, CONDICIONES SUPERFICIALES, MATERIALES, ESPESORES Y COSTOS - DE CONSTRUCCION.

FICHA DE MANTENIMIENTO

PROPORCIONA LA HISTORIA DEL MANTENIMIENTO Y LA REHABILITACION, INCLUYENDO LOS COSTOS DE CADA ACTIVIDAD, SE DEBE CONSIDERAR ADEMAS LOS COSTOS DEL USUARIO Y EL VALOR DE RESCATE.

FICHA DE LAS CONDICIONES DEL PAVIMENTO

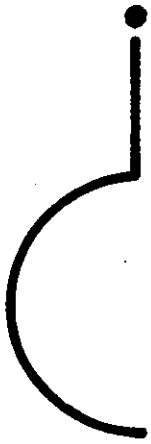
- 1) CONDICIONES FISICAS DEL PAVIMENTO, INCLUYENDO TIPO, SEVERIDAD Y EXTENSION DE LOS DETERIOROS
- 2) CAPACIDAD ESTRUCTURAL, USUALMENTE A PARTIR DE MEDICIONES NO DESTRUCTIVAS
- 3) CALIDAD DE RODAMIENTO, SUBJETIVA O CON MEDIDAS (ROAD MATERIALS)
- 4) COEFICIENTE DE FRICCION, (RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO)

CONducir y PONER AL DIA ESTE ACERBO SUELE SER LO MAS COSTOSO DEL SISTEMA.

ESTOS DATOS DEBEN COMPUTARIZARSE MEDIANTE LOS "SOFTWARE" DISPONIBLES.

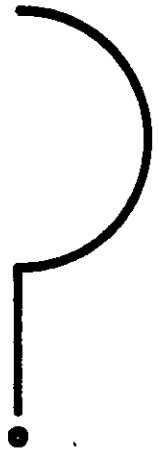
INTERROGANTES:

QUE HACER



CUANDO

DONDE



CON QUE

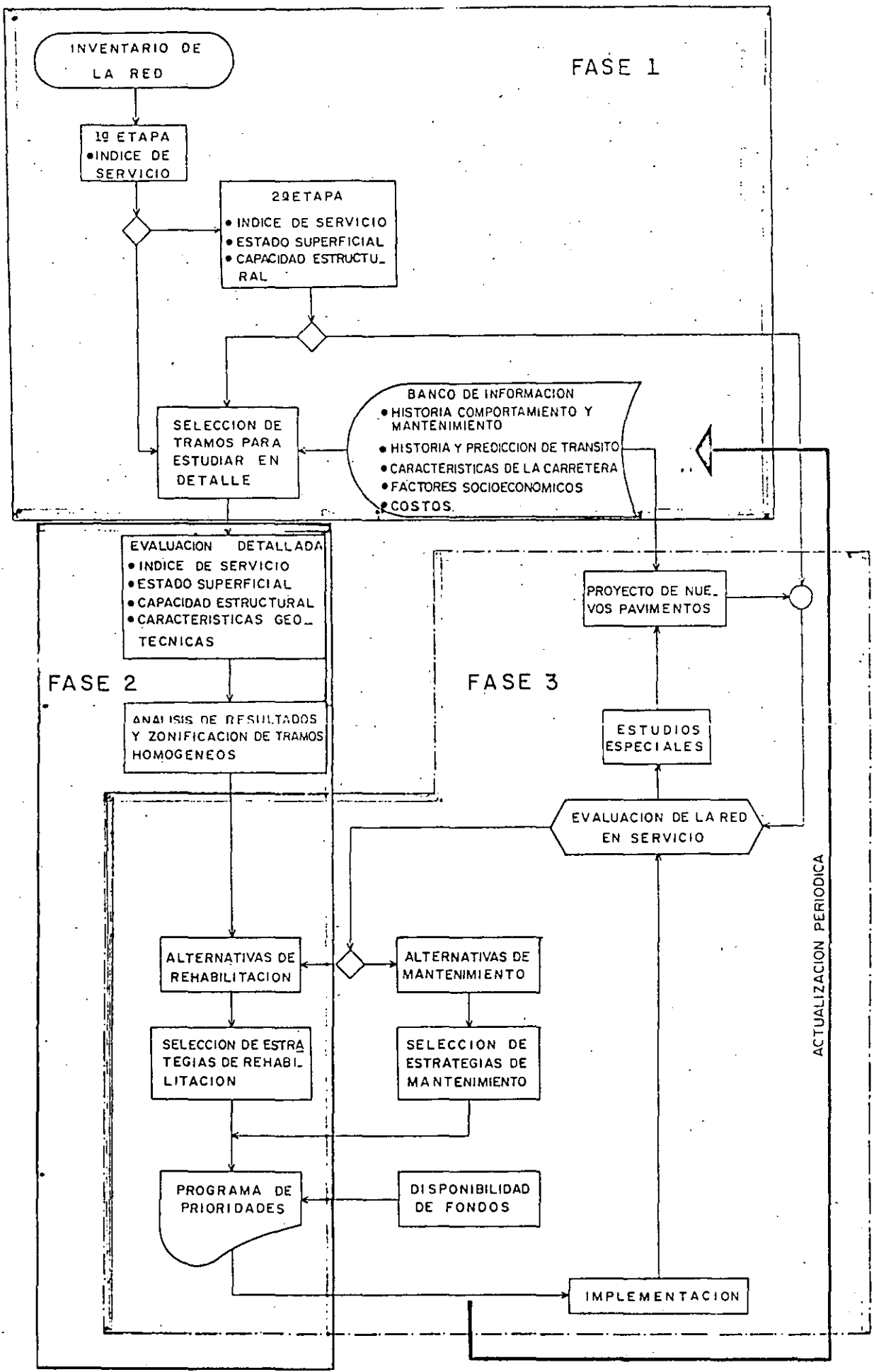
PRINCIPALES ETAPAS EN LA IMPLEMENTACION DE
UN SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTO.

- 1.- DECISION DE IMPLANTAR EL SISTEMA O CIERTAS PRACTICAS QUE LO
COMPONEN.
- 2.- CONSTITUIR UN GRUPO INICIAL DE TRABAJO O ESTUDIO PARA REVI-
SAR LA SITUACION EXISTENTE, IDENTIFIQUE NECESIDADES Y FORMU
LE RECOMENDACIONES.
- 3.- EFECTUAR UN INVENTARIO DE LAS PRACTICAS DE ADMINISTRACION -
DE PAVIMENTO EXISTENTE.
- 4.- IDENTIFICAR LAS DEFICIENCIAS ESPECIFICAS DE LAS PRACTICAS -
EXISTENTES, EN TERMINOS DE:
 - A - PROCEDIMIENTOS ADMINISTRATIVOS (COORDINACION, DECISIO--
NES, ETC).
 - B) PROCEDIMIENTOS TECNICOS

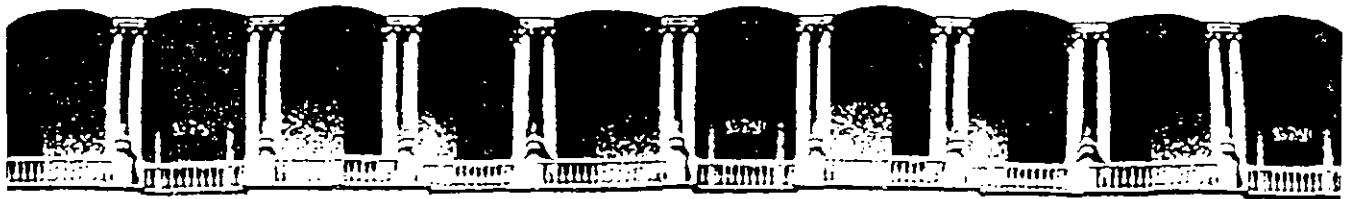
- 2
- 5.- FORMULACION DE RECOMENDACIONES DETALLADAS RELATIVAS A LA IMPLANTACION DEL SISTEMA O A CIERTAS PRACTICAS QUE LO COMPONEN.

 - 6.- FORMULACION DE ESTRATEGIAS O PROCEDIMIENTOS PARA:
 - A - SELECCIONAR LAS OPCIONES DE INVERSION EN PAVIMENTOS AL NIVEL DE LA RED.
 - B - SELECCION DE DISEÑOS

 - 7.- IMPLEMENTACION DEL SISTEMA DE ADMINISTRACION ACORDE A UN PROGRAMA, MONITOREO PERIODICO E INTRODUCCION DE MEJORAS AL SISTEMA.



PLAN PARA REHABILITACION Y MANTENIMIENTO DE LA RED CARRETERA BASICA NACIONAL



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

5. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS
Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION

ING. MANUEL ZARATE AQUINO

AGOSTO - 1992

EVALUACION DE PAVIMENTOS

1.4 Evaluacion de Pavimentos.

Con anterioridad a la ejecución del Tramo de Prueba AASHO, se prestaba poca atención a la evaluación de un pavimento; simplemente el pavimento era bueno o requería una reparación.

El conocimiento de las condiciones en que se encuentra un pavimento, es un aspecto que en la actualidad interesa sobremanera a los ingenieros y personal encargados de su diseño y conservación, incluyendo en forma especial, a los usuarios. Consciente o inconscientemente, el usuario califica las condiciones en que se encuentra un pavimento cada vez que conduce un automóvil o durante el carreteo de una aeronave en una operación de aterrizaje o despegue.

Son varias las razones que motivan el estudiar y conocer las condiciones en que se encuentra un pavimento, pudiendo señalarse entre otras, las siguientes:

1. Al ingeniero que ha realizado el proyecto de un pavimento, le ayuda a determinar el grado de éxito alcanzado por su proyecto, al cumplir con los criterios de diseño y, en su caso, le ayuda a comprender las causas de su fracaso.
2. Sirve para efectuar la planeación de un programa óptimo de mantenimiento y establecer la necesidad de realizar trabajos de conservación más importantes, reconstrucción y de reubicación del camino.
3. Permite realizar un pronóstico de la vida útil del pavimento.
4. Ayuda a determinar la capacidad del pavimento para soportar un volumen de tránsito, permitiendo asimismo, efectuar la actualización del pavimento, acorde con las futuras necesidades del tránsito.
5. Sirve para determinar el refuerzo que un pavimento deteriorado requiere para funcionar adecuadamente.
6. Constituye una base para el establecimiento de nuevos conceptos, importantes en el diseño de pavimentos.

Los estudios efectuados para la evaluación de un pavimento pueden clasificarse en dos grupos:

1. Estudios del comportamiento funcional, desde el punto de vista de su operación y servicio.
2. Evaluación mecanicista, desde el punto de vista de su capacidad estructural.

Los primeros proporcionan un juicio para valorar el grado en que un pavimento es adecuado para su transitabilidad. Los segundos permiten efectuar la evaluación estructural del pavimento, proporcionando la información suficiente para poder diseñar el refuerzo que en su caso llegara a requerir.

Estudios de Comportamiento-Servicio.

Comprenden estudios de evaluación de las condiciones superficiales que guarda un pavimento, estableciendo una apreciación de su capacidad para prestar servicio desde el punto de vista de su transitabilidad. La evaluación de esta cualidad es un problema complejo en el que intervienen tres

sistemas interrelacionados entre sí: el usuario, el vehículo y la rugosidad del pavimento, entendiéndose por esto último, como las irregularidades en la superficie de un pavimento que influyen en la calidad del rodamiento.

Los estudios a realizar son los siguientes:

1. La apreciación subjetiva de la transitabilidad del pavimento, efectuada mientras se conduce un vehículo a una velocidad normal.
2. La medición de la rugosidad del pavimento.
3. Valoración de los deterioros superficiales, mostrando la ubicación y extensión de los aspectos observados.

Los ingenieros de la prueba AASHO desarrollaron un método para la apreciación del estado superficial del pavimento, basado en el Concepto de Servicio Actual, de acuerdo con el cual, para un tramo específico de pavimento, el Servicio Actual es la capacidad que tiene, según la opinión del usuario, para proporcionar un tránsito suave y cómodo en condiciones normales de operación.

El método requiere que un grupo de cinco personas, como mínimo, efectúe un recorrido por el pavimento, previamente dividido en secciones. Basándose exclusivamente en las condiciones superficiales del pavimento y en el hecho de que este deberá prestar servicio a un volumen de tránsito mezclado bajo cualquier condición de tiempo, las personas que integran el grupo, deberán emitir una calificación del pavimento, variable entre cero para muy malo y 5 para muy bueno.

Las bases en que se apoya este método son las siguientes:

1. Las carreteras se construyen para conveniencia y comodidad del usuario.
2. La opinión del usuario en torno a la forma en que se da servicio una carretera, es enteramente subjetiva.
3. Las características que pueden medirse en una carretera, analizadas y manejadas convenientemente, pueden relacionarse con la opinión subjetiva del usuario.
4. El servicio dado por una carretera puede expresarse por el promedio de la evaluación efectuada por los usuarios de la misma.
5. El comportamiento de un pavimento puede establecerse a partir de las observaciones periódicas del servicio desde el momento de su construcción hasta el momento que se desee.

De los resultados de la prueba AASHO se obtuvo que la rugosidad de un pavimento o su perfil, se encuentran estrechamente relacionados con la apreciación de su servicio y que el comportamiento del pavimento evaluado en esta forma, se encuentra correlacionado con ciertos factores de diseño.

Para la medición de la rugosidad o bien, de las deformaciones de la superficie del pavimento se han diseñado dispositivos que permiten la evaluación superficial en forma rápida y mecánica. Los valores obtenidos en esta forma han sido correlacionados con las calificaciones obtenidas en la forma antes descrita, obteniéndose un valor numérico llamado Índice de Servicio Actual.

Entre estos dispositivos se pueden señalar los rugómetros desarrollados por la Oficina de Carreteras Públicas, y Departamento de Carreteras de California, fotografía (1); el perfilómetro CHLOE, fotografía (2) desarrollado en la Prueba AASHO y el perfilógrafo del Departamento de Carreteras de California, fotografía (3).

El primero determina un índice de rugosidad, en pulgadas por milla. Con el segundo se obtiene una medida del perfil del pavimento, expresada en términos del cambio del ángulo de dos líneas de referencia y el último proporciona un índice de perfil, expresado en pulgadas por milla.

El perfilógrafo transversal es otro dispositivo que permite obtener información sobre las deformaciones del pavimento en una sección transversal, fotografía (4).

Se llevan a cabo investigaciones del verdadero perfil del pavimento, en correlación con estudios de la sensibilidad del usuario para obtener ecuaciones de índice de servicio. También se investiga en aspectos de requisitos de operación y seguridad de las aeronaves. La Dirección General de Aeropuertos de la S.O.P. realiza estudios de este tipo en los aeropuertos del país.

Evaluación Mecanicista.

1. Examen de las condiciones que exhibe un pavimento.

Este aspecto es tan antiguo como la utilización misma de los caminos y constituye en sí la primera forma de investigación, que permitió la acumulación de la experiencia, a través de la observación del comportamiento del pavimento bajo diferentes situaciones. El examen y análisis de las condiciones que exhibe un pavimento proporciona la información necesaria para valorar el papel que desempeña cada elemento que lo constituye, en el comportamiento integral del pavimento, constituyendo una de las herramientas básicas en el conocimiento de la ingeniería de los pavimentos.

Los pavimentos fracasan a menudo debido a una combinación de varias razones, en ocasiones difíciles de determinar, siendo por lo tanto necesario que las inspecciones del estado del pavimento se realicen por personal experimentado, para conocer la causa o causas del fracaso. Al respecto es indispensable conocer los tipos y causas de falla en los pavimentos.

Las inspecciones se realizan con mayor detalle que el requerido para la calificación de un tramo, e incluyen un registro de la ubicación, magnitud y tipo de los deterioros observados, así como tipo y condiciones de los trabajos de mantenimiento.

Para el efecto, existen varias formas usadas para reportar la información recabada en el campo, incluyendo en la actualidad el empleo de tarjetas perforadas, en las que pueden anotarse los datos de construcción. Se está haciendo uso además de fotografías y películas, éstas últimas tomadas desde un camión en movimiento.

2. Pruebas no destructivas.

Es muy deseable poder efectuar una evaluación de la capacidad estructural de los elementos constituyentes de un pavimento, sin alterarlos o destruirlos. De esta manera, las mediciones se realizan en la superficie del pavimento y los resultados se relacionan a las propiedades estructurales de los materiales de las capas inferiores.

Generalmente se mide la respuesta de la estructura del pavimento a la aplicación de una fuerza o energía externa, y puesto que no se altera la estructura del pavimento, las pruebas pueden repetirse varias veces en el mismo sitio.

Se clasifican las pruebas de este tipo en tres categorías principales.

1. Mediciones de respuestas bajo cargas estáticas o móviles, aplicadas a baja velocidad.
2. Mediciones de respuestas a la aplicación de cargas repetidas.
3. Mediciones de respuestas de una masa a una fuente controlada de energía nuclear.

La respuesta a la aplicación de una carga sencilla es obtenida midiendo la deflexión producida en la superficie del pavimento. El dispositivo generalmente usado es la Viga Benkelman, medidor portátil desarrollado en el Tramo de Prueba WASHO, que determina deflexiones de milésimos de pulgada-fotografía 5. Los resultados de un estudio efectuado en California indican que cuando las deflexiones de la superficie de un pavimento flexible exceden de un cierto valor, ese pavimento generalmente muestra signos de deterioro. La comparación de las deflexiones medidas con un valor de deflexión crítica proporciona un medio de programar el mantenimiento de los pavimentos flexibles. Por otra parte, los estudios realizados en el Tramo de Prueba AASHO indicaron que en el caso de pavimentos flexibles, existe una relación entre las deflexiones producidas y su comportamiento, por lo que este método puede utilizarse como un medio de evaluar el comportamiento de un pavimento. Puede señalarse que la Viga Benkelman es un instrumento sencillo de operar, pero existen variables como la temperatura del pavimento y el radio de curvatura de la deflexión producida, que requieren ser tomadas muy en cuenta en la interpretación de los resultados. En pavimentos de aeropuertos se ha usado este método utilizando la aeronave de diseño para aplicar la carga, figura 6.

Varias agencias emplean las pruebas de placa para obtener deflexiones en el pavimento bajo la acción de cargas estáticas y repetidas. La Portland Cement Association ha desarrollado, por ejemplo, un método para determinar el valor del módulo de reacción de la subrasante en pavimentos rígidos, aplicando una carga al pavimento y midiendo las deformaciones unitarias y deflexiones ocasionadas por la misma.

Pruebas de este tipo han sido desarrolladas para su aplicación en la evaluación de pavimentos aeropistas, citándose entre ellas, las desarrolladas por el Departamento del Transporte de Cana-

da que permite obtener el Valor Soporte de la Subrasante. Esta agencia ha establecido una correlación de este método con los resultados obtenidos con Viga Benkelman. Asimismo, puede citarse el Método de Número de Clasificación por Cargas (LCN), aplicado a la evaluación de pavimentos rígidos y flexibles de Aeropuertos (Fotografías 7 y 8 Camión Lastrado con 110 ton y placa de 18" ϕ).

Instalando dispositivos especiales dentro de la estructura del pavimento no ha sido posible medir las deflexiones producidas al paso de cargas repetidas en movimiento. Los citados dispositivos deben instalarse permanentemente en el pavimento, no estando aún aclarada la influencia, en los resultados obtenidos de un dispositivo que es diferente al medio que lo rodea.

En el tramo de prueba AASHO se realizaron mediciones de vibraciones producidas a pavimentos flexibles, al aplicar en la superficie una fuerza vertical alternante y midiendo posteriormente las deflexiones y la velocidad de propagación de las ondas. Las primeras proporcionan un valor de la rigidez elástica de la estructura total del pavimento, en tanto que la segunda puede proporcionar idea de la rigidez de las varias capas que lo integran. El Cuerpo de Ingenieros de E.U.A. ha empleado un equipo vibratorio para determinar el módulo de elasticidad del suelo bajo un pavimento, siguiendo el método desarrollado por la Compañía Shell en Holanda. A partir del valor del módulo obtenido y aplicando la teoría de la elasticidad puede determinarse la resistencia del pavimento.

En Texas se realizó un estudio utilizando un sistema de cargas dinámicas y midiendo las deflexiones en la superficie mediante geófonos aplicados a la misma. Estas deflexiones fueron comparadas con las correspondientes a la Viga Benkelman, obteniéndose como resultado, la indicación de que puede establecerse una correlación entre ambos métodos. El equipo empleado es de tipo móvil y el tiempo requerido para la ejecución de las pruebas es bastante corto, lo que constituyen factores favorables para su aplicación. En la fotografía 9 se presenta este equipo conocido comercialmente como Dynaflect, que la S.O.P. está empleando para estudios de evaluación de pavimentos.

En la época actual se han empleado pruebas nucleares para medir la densidad y humedad en los materiales de pavimentación y se ha extendido su uso a la determinación del contenido de asfalto y densidad de mezclas. En Wisconsin se han iniciado experimentos para adaptar el uso de estos dispositivos a la evaluación de los pavimentos, midiendo por ejemplo las variaciones de la densidad en el transcurso del tiempo.

Los métodos descritos proporcionan buena información sobre la capacidad estructural de los pavimentos y del suelo de cimentación, sin embargo ninguno de ellos puede considerarse que proporciona una evaluación precisa de la resistencia de las capas inferiores. Existe actualmente la tendencia a emplear métodos electrónicos y nucleares, que permitan obtener mayor precisión en la determinación de la capacidad estructural de los elementos que constituyen al pavimento.

3. Pruebas destructivas.

Es necesario en ocasiones, observar directamente la estructura de un pavimento con el objeto de determinar dónde y porqué ocurrió una falla. En tales situaciones se requiere excavar una cala o una trinchera en el pavimento, destruyendo su estructura.

Las técnicas empleadas dependen del tipo de información requerida, llegando a requerir la obtención de muestras inalteradas de las diferentes capas.

La observación de las paredes del corte puede aclarar el mecanismo de falla y las pruebas ejecutadas en las muestras obtenidas proporcionarán información sobre la capacidad estructural del pavimento. La fotografía 10 ilustra una cala en el pavimento y la fotografía 11 una trinchera que permite apreciar las condiciones del pavimento.

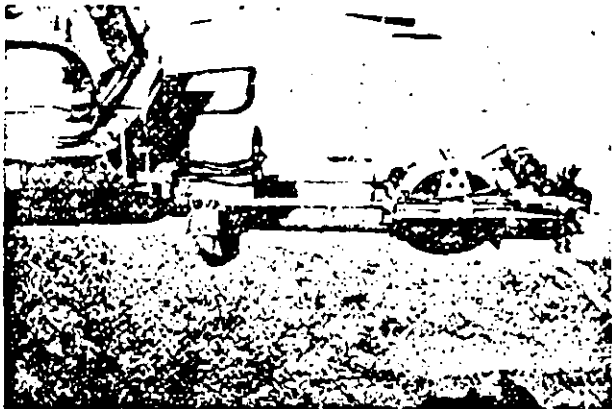
Adicionalmente se requiere evaluar todas las variables que afectan el comportamiento del pavimento, antes de establecer una conclusión.

Actualmente se llevan a cabo estudios de evaluación tanto del tipo de comportamiento funcional, como mecanicista. Los métodos de investigación mediante sistemas destructivos se emplean en casos muy especiales.

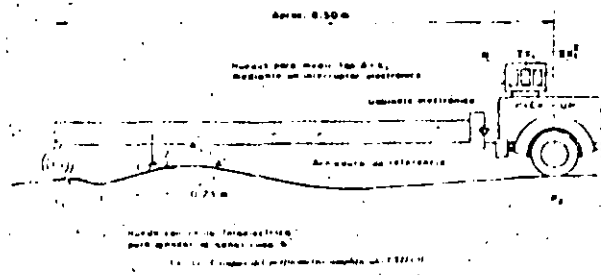
Investigación.- Algunos de los tópicos actualmente en investigación en este campo son los siguientes:

1. Desarrollar métodos de evaluación más rápidos y confiables.
2. Establecer técnicas de control de acabados superficiales durante la construcción.
3. Mejorar el concepto de índice de servicio.
4. Aumentar el conocimiento acerca de las propiedades mecánicas de los pavimentos y de sus componentes por métodos no destructivos.

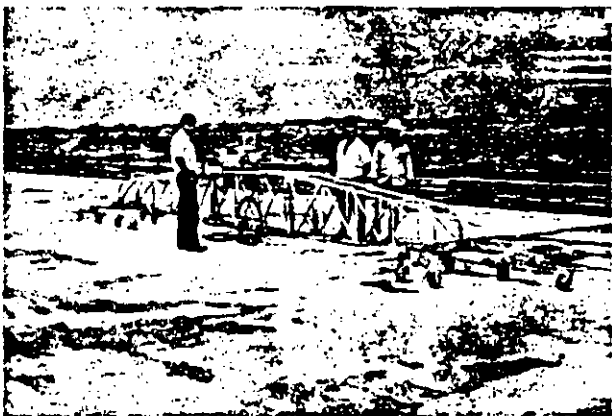
Cabe mencionar que los métodos de evaluación antes descritos, aunque en gran parte han sido desarrollados por técnicas extranjeras, constituyen en la actualidad métodos cada vez más familiares a los ingenieros de nuestro País, observándose una franca tendencia a utilizarlos cada vez más en el estudio de nuestras carreteras y aeropistas.



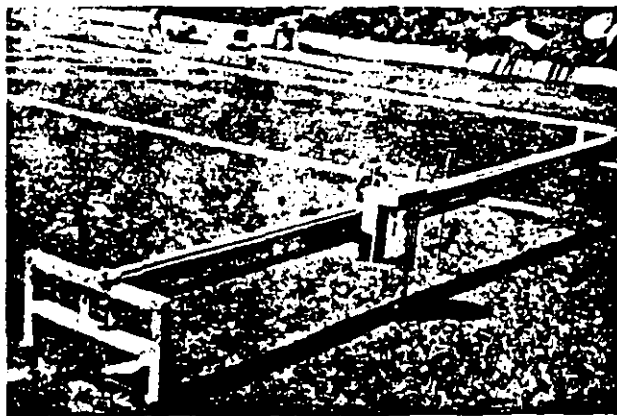
FOTOGRAFIA Nº 1



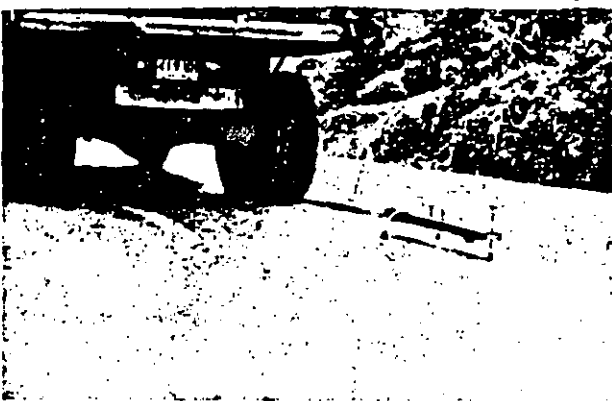
FOTOGRAFIA Nº 2



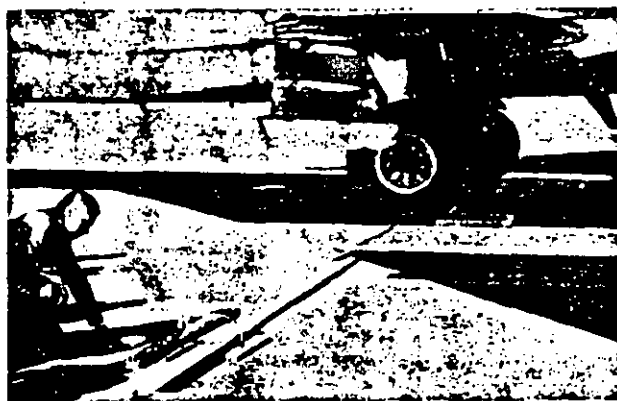
FOTOGRAFIA Nº 3



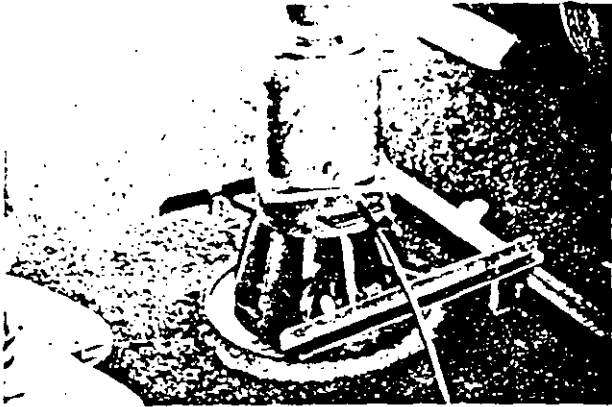
FOTOGRAFIA Nº 4



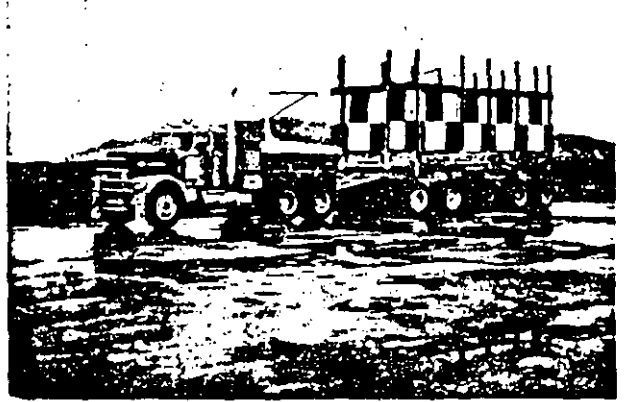
FOTOGRAFIA Nº 5



FOTOGRAFIA Nº 6



FOTOGRAFIA Nº 7



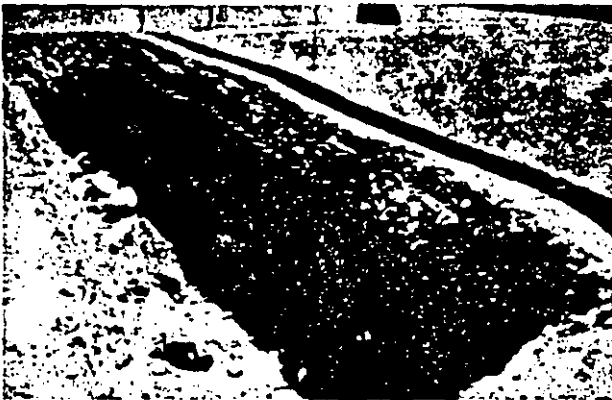
FOTOGRAFIA Nº 8



FOTOGRAFIA Nº 9



FOTOGRAFIA Nº 10



FOTOGRAFIA Nº 11

CONSERVACION Y REHABILITACION DE LAS OBRAS VIALES

M. ZARATE AQUINO

Geosol, S.A.

1. INTRODUCCION

El deterioro de la superestructura de las obras viales se inicia en el momento mismo en que termina su construcción, reconstrucción o rehabilitación. Bien sea que se trate de un pavimento de carretera, calle o aeropista, o de una vía férrea, estas estructuras se ven sometidas de inmediato a los efectos agresivos del medio ambiente, tales como la variación de la temperatura, de la humedad, etc., los que aunados a los efectos destructivos del tránsito, determinan la amplitud de su vida útil. Es conveniente señalar que existen otros factores también determinantes en la vida útil de estas estructuras, tales como la calidad de los materiales empleados en su construcción y en la subrasante que les sirve de apoyo, las condiciones de drenaje y subdrenaje, así como el nivel de la calidad y cuidados ejercidos durante su construcción. Por lo tanto, a partir del momento en que una obra vial es puesta en operación, se hace necesario emprender el proceso requerido para que las estructuras mencionadas proporcionen durante su vida útil un servicio adecuado al usuario; este proceso comprende un conjunto de acciones denominadas "conservación y rehabilitación", las que requieren ser ejercidas por dependencias especializadas, con tecnologías y procedimientos específicos para su planeación, proyecto y ejecución. Estas acciones, adecuadamente planeadas, pueden asimismo prolongar la vida útil de las obras viales, dentro de límites económicos.

Para el caso específico de carreteras, la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), define las funciones de conservación y rehabilitación como las "necesarias para que cualquier tipo de camino, estructura vial e instalación carretera, se mantenga en condiciones similares a las de su estado original al término de su construcción o después de mejoras posteriores, así como la operación de las instalaciones carreteras y servicios necesarios, para proporcionar una transportación satisfactoria y segura". Aunque los términos anteriores fueron establecidos a propósito de las carreteras, es indudable que pueden ser igualmente aplicables a ca-

lles, aeropuertos y vías férreas.

Las acciones relativas a la conservación y rehabilitación han sido consideradas en el pasado en un nivel secundario, siendo desarrolladas por dependencias que desde el punto de vista de su organización, actúan en forma independiente de las que tienen a su cargo el proyecto y construcción, dando como resultado que los problemas que cada una de esas dependencias debe resolver, desemboquen en soluciones segmentadas de acuerdo con el sistema de organización adoptado.

Desde el punto de vista moderno de organización, se considera que las barreras entre las acciones de las dependencias mencionadas son artificiales, y que debe considerarse un sistema en el cual puedan coordinarse con efectividad las acciones de proyecto, construcción, evaluación y conservación, aún cuando tales dependencias funcionen independientemente desde el punto de vista administrativo. De esta manera se tendrán grandes ventajas al aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y alternativas en forma coordinada y a la vez, poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación.

Al respecto es importante mencionar como un ejemplo, la estrecha relación que existe entre los procedimientos y prácticas de diseño y construcción y los problemas que deben afrontar la conservación y la rehabilitación, ya que éstas reciben a manera de herencia, todas las fallas y defectos cometidos en las etapas mencionadas.

Finalmente es importante mencionar que la conservación y la rehabilitación demandan la disponibilidad de recursos económicos suficientes para que esas tareas sean oportunas, adecuadas y por lo tanto eficientes. Generalmente tales recursos resultan escasos, dando lugar a diferir la ejecución de dichos trabajos, con lo que los problemas aumentan en magnitud, tanto física como económica, generando situaciones muy complicadas para su correcta solución, llegando con el tiempo a requerirse de importantes trabajos de re-

construcción, o bien un rezago que mantiene a una red vial en condiciones precarias de servicio, ejecutándose si acaso, acciones de emergencia o meramente a nivel de paliativos.

2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE LA CONSERVACION Y REHABILITACION

La conservación como fue definida anteriormente, significa mantener los elementos e instalaciones de que consta una obra vial en condiciones tan parecidas como sea posible, a las de su estado original cuando fue construida o mejorada, bajo condiciones normales de tránsito y del medio ambiente, ref. 1. Dependiendo de las circunstancias prevalentes, lo anterior sugiere la periódica y casi inmediata aplicación de acciones rutinarias, que tiendan a la prevención y corrección de situaciones inaceptables o desfavorables, desde el punto de vista de la correcta utilización de la obra vial. Estas acciones son aplicables principalmente a la estructura de dicha obra, sin embargo se extienden además a las fajas del derecho de vía; únicamente se hará referencia a las que correspondan a la estructura de la obra vial, bien sea que se trate de carreteras, elementos de operación terrestre de aeropuertos y vías férreas.

La ejecución de las acciones mencionadas deben ser oportunas y adecuadas para que cumplan con su cometido. De ser así, se podrá prolongar la vida útil de la estructura; sin embargo, a pesar de ello, con el tiempo se incrementará el número e importancia de los deterioros que se manifiesten en la superficie de la estructura, se volverá incómodo e inclusive peligroso su rodamiento y los costos de conservación se incrementarán, alcanzándose niveles excesivos para estos parámetros, por lo que deberán emprenderse otro tipo de acciones, de mayor importancia y de costo superior, que se denominan de rehabilitación, cuyos principales objetivos, de acuerdo con el criterio de la AASHTO son: 1) mejorar las condiciones superficiales para un recorrido cómodo y seguro, 2) ampliar la vida de la estructura vial, iniciando un nuevo ciclo de vida, 3) reconstruir las secciones que manifiesten debilidad estructural o de su terreno de cimentación, 4) mejorar las condiciones de drenaje y subdrenaje, y 5) mejorar las condiciones geométricas, incluyendo los alineamientos vertical y horizontal, ancho de corona, visibilidad, etc. En otras palabras, las acciones comprendidas en la conservación serán de carácter preventivo y correctivo, en tanto que en la rehabilitación, deben considerarse las acciones necesarias para mejorar la calidad de rodamiento, incluyendo su seguridad, y adecuar la capacidad estructural de acuerdo con las condiciones de tránsito futuro.

Lo anterior puede verse gráficamente en la fig 1, en la que se muestra cómo varía el índice de servicio a través del tiempo.

Este concepto es una medida de la servicialidad o comodidad con que el usuario transita por la superficie de rodamiento, y su valor decrece paulatinamente dentro de una calificación de 0 a 5, a medida que en la superficie se inicia la aparición y desarrollo de diferentes tipos de deterioros que afectan la calidad de rodamiento. De esta manera, en el transcurso del tiempo el índice de servicio llegará a un valor límite tolerable, que es denominado nivel de rechazo y corresponde a las condiciones de rodamiento mínimas que el usuario puede soportar desde el punto de vista de su comodidad y seguridad. Este valor depende de la importancia de la carretera, estableciéndose convencionalmente un valor de 2.5 para carreteras de primer orden y de 2.0 para carreteras secundarias. En la citada figura se observa que el nivel de rechazo se alcanzó en el tiempo T_1 , sin embargo, de acuerdo con el tipo de conservación que se aplique podrá extenderse la vida útil del pavimento, prolongándose hasta alcanzar los tiempos T_2 , T_3 , etc., cuyos beneficios solamente podrán juzgarse analizando el costo de cada una de las diferentes alternativas de conservación propuestas y el incremento logrado en la vida útil. En la misma figura se observa que al llegar al tiempo T_1 , se ha adoptado el criterio de restituir las condiciones originales del pavimento, para lo cual se hace necesario llevar a cabo las acciones de rehabilitación, dando origen a una nueva etapa o ciclo en la vida del pavimento.

Un aspecto importante en la conservación es el relativo a los costos que implican las acciones correspondientes. Independientemente de los gastos normales de conservación que deben realizarse dentro de un período normal de vida útil de un pavimento, en ocasiones es posible y necesario extender su vida aún cuando se encuentre severamente dañado, mediante una conservación que implique trabajos importantes y costosos, pero que deben realizarse por no disponer de los fondos necesarios para emprender una rehabilitación formal. La fig 2 muestra esta situación, en la que puede observarse que gracias a una conservación intensiva y costosa, es posible mantener el estado del pavimento ligeramente arriba del nivel del rechazo. La figura muestra el costo acumulativo de conservación, observándose que puede establecerse igualmente un nivel de rechazo para los costos, de tal manera que puede considerarse como un índice de que un pavimento ha fallado, el momento en que los costos de conservación se tornan excesivamente altos.

De lo anterior se desprende que para determinar el comportamiento de un pavimento, predecir su vida útil, establecer si ya ha llegado a la condición de falla y sobre todo, planear de una manera racional los trabajos que deben realizarse para su conservación y rehabilitación, es necesario efectuar un proceso específico de investigación.

ción, denominado evaluación, y cuyo mecanismo es necesario conocer con algún detalle, para los fines de conservación y rehabilitación.

3.- EVALUACION

Las condiciones de rodamiento y el comportamiento de una obra vial constituyen tópicos muy importantes para los ingenieros encargados de su diseño, construcción y conservación, ya que las actividades que deben realizar están íntimamente relacionadas con el comportamiento de la estructura. Existe además otro grupo sumamente interesado en estos aspectos y es el constituido por los usuarios de la obra vial, tratándose de un pavimento o de una vía férrea.

Para los fines específicos de la conservación y rehabilitación de las obras viales, consideradas individualmente o constituyendo una red, la información obtenida por medio de un proceso de evaluación es muy importante, pues permite establecer prioridades y estrategias de conservación y rehabilitación, planear la asignación de los recursos necesarios para su ejecución, y estimar el comportamiento futuro bajo las estrategias consideradas. La información recabada es igualmente importante para verificar y mejorar los criterios de diseño, la bondad de los procedimientos constructivos, la efectividad del control de calidad y anticipar el comportamiento futuro de un pavimento bajo determinadas condiciones de operación, por ejemplo ante un incremento de cargas, mayor afluencia de tránsito, etc. Ref 2

Actualmente, las técnicas de evaluación son muy variadas en cuanto a los equipos y tecnologías empleadas, y forman parte de un campo de la ingeniería en el que se han registrado grandes avances, debido entre otras cosas, a la gran importancia que hoy en día se ha dado a la evaluación en cuanto a la toma de decisiones y a su trascendencia económica. Por otra parte debe considerarse el hecho de que en los países altamente desarrollados, sus redes viales están prácticamente completas, de manera que se observa en ellos una declinación en la construcción de obras viales nuevas a cambio de un incremento en las necesidades de su conservación y rehabilitación, lo que ha provocado el gran avance tecnológico a que se ha hecho referencia.

De acuerdo con los objetivos y recursos, la evaluación puede realizarse con equipos muy simples y poco costosos, o bien con equipos muy sofisticados y de alto costo, de manera que para definir el procedimiento a seguir será necesario tener en cuenta los parámetros que interesa medir, los equipos adecuados para ello, la forma en que se presenta, almacena y analiza la información captada y el proceso de retroalimentación para optimizar la técnica empleada.

En un proceso de evaluación se investigan tres componentes principales, que son los indicadores básicos de la condición en que se encuentra una estructura vial. Estos indicadores son 1) comodidad de rodamiento, 2) capacidad estructural, y 3) seguridad. De acuerdo con las circunstancias particulares de cada caso, se le otorga a cada uno de los citados indicadores la importancia requerida. Finalmente es necesario enfatizar que los indicadores varían con el tiempo, de tal manera que el conocimiento de su variación con respecto a este parámetro constituye la historia del comportamiento de la estructura.

3.1.- Procedimientos de Evaluación

3.1.1. Pavimentos de Carreteras

En el ámbito mundial se considera actualmente que el proceso de evaluación forma parte del denominado Sistema de Administración de Pavimentos (Pavement Management System, PMS), el cual está constituido por una serie de procesos que le permiten organizar, coordinar y controlar todas las actividades que afectan a la vida y el costo de los pavimentos. La función básica del PMS es la de proporcionar al usuario un sistema carretero seguro y eficiente, con énfasis en el proyecto, construcción y la conservación perpetua del sistema, a fin de garantizar la mejor calidad con el menor costo. La aplicación del PMS tiene como ventajas fundamentales las de aumentar la posibilidad de tomar decisiones certeras, al considerar todos los factores relevantes y las alternativas en forma coordinada, además de poder hacer un mejor uso de la tecnología disponible, mediante procesos de coordinación y retroalimentación, Ref 2 y 3. La fig 3 muestra las principales actividades involucradas en un PMS y la forma en que están interrelacionadas.

En cuanto a los principales indicadores del estado de un pavimento, en la fig 4 se representa esquemáticamente la forma en que varían con el tiempo, hasta alcanzar cada uno de ellos un nivel de rechazo prefijado, momento en que se define el fin de un ciclo de vida útil del pavimento. Como se mencionó anteriormente, mediante acciones de rehabilitación es posible iniciar un nuevo ciclo en la vida del pavimento, en el tiempo T_1 de la figura por ejemplo, repitiéndose el proceso de degradación de las condiciones del pavimento, hasta cumplirse otra etapa en el tiempo T_2 , en que vuelve a repetirse el ciclo mediante la aplicación de nuevas acciones de rehabilitación. La figura manifiesta que durante la vida de diseño del pavimento una o más veces los indicadores pueden alcanzar niveles de rechazo, requiriéndose acciones de rehabilitación para que el pavimento pueda seguir prestando un servicio adecuado.

Como puede verse en la misma fig 4, además de los indicadores de capacidad estructural, comodidad de rodamiento, deterioros superficiales (que están ligados a problemas de capacidad estructural, comodidad y seguridad).

dad), así como la resistencia al derrapamiento, existen indicadores de orden económico que también pueden utilizarse para definir cuándo ha concluido una etapa en la vida útil de un pavimento; tales son los costos de conservación y los costos de operación.

Los primeros corresponden a todos los trabajos realizados para conservar el pavimento, cuyo monto se incrementa año tras año, a medida que aumentan los deterioros superficiales en el pavimento y disminuye la comodidad de rodamiento. Los segundos son efectuados por el usuario y corresponden a consumos de combustible, llantas, refacciones, etc., mantenimiento del vehículo y su depreciación, tiempo de recorrido, accidentes, etc, los cuales están muy ligados con el estado del pavimento. A medida que el pavimento se deteriora en mayor grado con el transcurso del tiempo, se reduce la velocidad de operación del vehículo y el recorrido se torna incómodo e inseguro, además de que aumentan las interferencias con los trabajos de conservación, que cada vez deben ser realizados con mayor frecuencia, lo que se traduce en congestiones, accidentes y en mayor costo para los usuarios, Ref 4. Por lo tanto el conocimiento de la forma en que varían ambos tipos de costos en el transcurso del tiempo, constituye otro indicador más del comportamiento de un pavimento, y pueden ayudar a definir la política a seguir.

La evaluación de los pavimentos, consistente en la medición de la evolución de los indicadores mencionados, debe realizarse periódicamente con el objeto de reunir la información necesaria para realizar las acciones siguientes:

- 1.- Proporcionar la información necesaria para poder comprobar el cumplimiento de la premisas y predicciones del proyecto, y en su caso poder modificar los criterios para actualizar el método o modelo de diseño.
- 2.- Predecir el comportamiento futuro del pavimento, para programar las acciones de conservación y rehabilitación, así como los fondos necesarios para ello.
- 3.- Obtener información que permita mejorar las técnicas de construcción, conservación y rehabilitación.
- 4.- Recabar la información necesaria para actualizar los programas de mejoramiento de la red.

Como puede verse, el proceso de evaluación constituye una pieza clave dentro del PMS y una herramienta muy útil para detectar necesidades y puntos débiles, tanto en una carretera o tramo en particular, como en toda una red.

Para la aplicación de un PMS, actualmente se pretende establecer modelos de predicción para varios de los principales parámetros de diseño, modelos que se basan en correlaciones teóricas o empíricas. Los principales modelos se refieren a 1) la predicción de comportamiento, que relaciona el comportamiento con el grado de deterioro y respuesta bajo cargas, 2) de resistencia al derrapamiento y seguridad y 3) costos de construcción inicial, conservación, rehabilitación y operación.

El proceso de evaluación requiere la medición periódica o monitoreo de un pavimento. A continuación se presentan en forma resumida, las variables que interesa conocer y los procedimientos de monitoreo más usuales.

1.- Estructurales

a) Procedimientos Destructivos.- Se refieren a la estructuración del pavimento y resistencia de los materiales que lo constituyen. Pueden determinarse mediante la ejecución de pruebas destructivas que requieren de calas, pozos y trincheras, de las cuales pueda obtenerse en forma directa el número de capas y su espesor individual, así como el muestreo de los materiales que las constituyen, para determinar sus características mediante pruebas de laboratorio.

La extensión del programa de exploración y muestreo, incluyendo la ubicación, tipo, profundidad y clase de muestras que se desean obtener, se define de acuerdo con la finalidad de la evaluación, extensión del tramo evaluado, aspectos topográficos, geométricos, geotécnicos y ambientales, tránsito y características del pavimento que se va a evaluar. Un aspecto muy importante que debe tenerse en cuenta es la interferencia con el tránsito, lo cual constituye una gran limitación en cuanto al número, posición y tipo de exploración. Así mismo deben tenerse presente aspectos prácticos, como el manejo del tránsito para que no ocurran accidentes, tapar las excavaciones perfectamente el mismo día, etc.

El muestreo debe realizarse en forma tal que se obtengan especímenes representativos y de preferencia inalterados, con el objeto de ensayarlos con la estructuración y humedad reales. Por otra parte, el muestreo está condicionado con la clase de pruebas que se planee ejecutar. Al respecto, el criterio a seguir es definir el tipo de prueba que proporcione la información apropiada para los análisis que se van a ejecutar, por ejemplo, si se emplean procedimientos basados en modelos teóricos, deberán realizarse ensayos que permitan determinar módulos derivados de las relaciones esfuerzo-tiempo; en modelos viscoelásticos será necesario conocer las características de fluencia o propiedades similares y en los casos de métodos empíricos, las pruebas de ese mismo tipo.

Existe una amplia variedad de métodos y procedimientos de prueba tanto de campo como de laboratorio, que pueden clasificarse como empíricas o fundamentales, y que determinan propiedades como tensión, compresión, esfuerzo cortante, flexión, torsión o sus correlaciones con procedimientos empíricos. Las pruebas que determinan directamente propiedades fundamentales son muy útiles y en años recientes han sido motivo de un gran uso y desarrollo.

Las propiedades fundamentales de los materiales pueden determinarse mediante pruebas de laboratorio y de campo, que mediante simplificaciones tratan de eliminar las complejidades del comportamiento de los materiales, ocasionadas por los factores que lo determinan, tales como el tránsito y los factores ambientales. Se reconoce que dichas simplificaciones constituyen una aproximación a los verdaderos valores, pero aún así constituyen una práctica mejor que el empleo de pruebas empíricas.

Las pruebas que comunmente se realizan en los materiales de capa subrasante y pavimento, son las siguientes:

- a) Valor Relativo Soporte, Ref 5
- b) Módulos de placa, Ref 5
- c) Módulo dinámico complejo, Ref 6
- d) Módulo de resiliencia, Ref 7
- e) Rigidez a la flexión, Ref 8
- f) Tensión indirecta estática o dinámica, Ref 9
- g) Módulo de rigidez, Ref 10
- h) Deformación viscoelástica, Ref 11

La primera prueba puede ejecutarse tanto en el campo como en el laboratorio y su utilización es sumamente amplia hoy en día, pese a que se le consideran bases empíricas. Las pruebas de placa se aplican al campo y su uso también es amplio.

Las pruebas c), d), e), f) y g) permiten determinar en el laboratorio las propiedades elásticas, gracias a la medición de esfuerzos y deformaciones unitarias bajo esfuerzos repetidos; la prueba que ha tenido una mayor aplicación actualmente es la de módulo de resiliencia.

Por lo que respecta a la prueba h), se utiliza para determinar el comportamiento viscoelástico de los materiales, introduciendo en su ejecución la influencia del tiempo en la magnitud y desarrollo de las deformaciones ocurridas; se considera además la influencia de la temperatura en el comportamiento de los materiales.

Debe decirse finalmente que el análisis de los valores obtenidos en las pruebas ejecutadas, debe someterse a la aplicación de conceptos probalísticos, para tomar en cuenta la falta de uniformidad de los materiales, errores en el procedimiento de prueba, etc.

La ejecución de sondeos y trincheras permite además analizar el comportamiento de cada capa del pavimento, midiendo las deformaciones en cada una de ellas, investigando si dichas deformaciones ocurrieron por densificación o desplazamiento, lo cual se complementa con determinaciones de peso volumétrico del material. Puede investigarse igualmente la contaminación de materiales de capa subrasante o del terreno natural, así como la degradación que ocurra en el transcurso del tiempo.

b) Procedimientos no Destructivos.- Por otra parte, es altamente recomendable investigar la capacidad estructural de un pavimento existente sin destruir o alterar sus elementos componentes, para lo cual se han desarrollado pruebas que se realizan en la superficie del pavimento, cuyos resultados se relacionan de alguna manera con las propiedades estructurales del pavimento, y que se denominan pruebas no destructivas, debido a que no se altera la estructura del pavimento a causa de las mediciones, las que pueden efectuarse en el mismo sitio tantas veces como sea necesario. Estas pruebas se clasifican en las dos categorías siguientes:

- Mediciones de respuesta a una carga estática o a una sola aplicación de una carga que se mueve lentamente.
- Respuesta a una carga dinámica o repetida.

La respuesta del pavimento a la acción de una carga estática o que mueve lentamente, se obtiene por lo general midiendo la deflexión producida por la carga en el pavimento, siendo los dispositivos más utilizados los siguientes:

- Viga Benkelman, Ref 12
- Deflectómetro viajero, Ref 13
- Deflectógrafo Lacroix, Ref 14

El primer dispositivo tiene una amplia difusión debido a su facilidad de manejo, bajo costo y fácil interpretación; sin embargo es complicado su uso cuando interviene en carreteras de alto volumen de tránsito, debido a su lentitud. El deflectómetro viajero desarrollado por la División de Carreteras de California, opera bajo el mismo principio aunque en forma automatizada y utilizando dispositivos electrónicos es capaz de efectuar de 1500 a 2000 mediciones por jornada de trabajo, viajando a una velocidad del orden de 1 km/h, Ref 13. La versión europea de este dispositivo lo constituye el Deflectógrafo Lacroix, que se desplaza a una velocidad tres veces mayor, y puede proporcionar del orden de 2000 mediciones diarias, Ref 14.

En cuanto a la respuesta a cargas diná

micas, se han desarrollado pruebas vibratórias que consisten en aplicar fuerzas sinusoidales de varias frecuencias, y analizar posteriormente las características de propagación de las ondas producidas y captadas en geófonos y de esta manera, de acuerdo con la teoría elástica, pueden determinarse módulos dinámicos de las diferentes capas que constituyen el pavimento, pudiendo valuar además, las deflexiones producidas en el pavimento.

Los dispositivos más frecuentemente usados dentro de esta categoría son los siguientes:

- Dynaflect, Ref 15
- Vibrador Shell, Ref 16
- Road-Rater, Ref 17
- WES, Ref 18

Para operar estos equipos es muy importante asegurarse de que se encuentren apropiadamente calibrados, de que la fuerza aplicada al pavimento sea la registrada y que existe una correcta correlación de las deflexiones registradas. A este respecto, normalmente se emplean las deflexiones medidas con Viga Benkelman.

2. Comportamiento. En este aspecto está involucrado un estudio de la historia de la calidad de rodamiento del pavimento durante un período de tiempo y del tránsito acumulado en el mismo lapso, lo que puede ser determinado mediante mediciones periódicas de dicha calidad de rodamiento. Este concepto está ligado con el desarrollo de la prueba AASHTO, Ref 19, de la cual se derivó el concepto de Serviciabilidad Actual, que representa la capacidad de una sección de pavimento para proporcionar, en opinión del usuario, un rodamiento cómodo y suave. Para valuar este concepto se recurrió a un grupo de usuarios que individualmente calificaron la calidad de rodamiento, procedimientos que da lugar al concepto de la Estimación de la Serviciabilidad Actual (PSR). Como en lo general este procedimiento es poco práctico y costoso, se han realizado grandes esfuerzos para desarrollar dispositivos mecánicos que realicen mediciones para estimar la serviciabilidad y correlacionarlos con las mediciones subjetivas, mediante análisis de regresión lineal múltiple que, correlacionados con las opiniones de los usuarios, proporcionan el concepto de Índice de Serviciabilidad Actual, (PSI).

La serviciabilidad de un pavimento es en gran parte una función de su rugosidad, tal como se demostró en los estudios del tramo de prueba AASHTO. La rugosidad de un pavimento debe entenderse como un fenómeno manifestado en la superficie del pavimento y experimentado por el usuario cuando viaja sobre el pavimento, bien sea en un vehículo o en un aeroplano. La rugosidad es una función del perfil longitudinal de la superficie del pavimento, de las

características del vehículo, incluyendo llantas, suspensión, carrocería, asientos, etc., y de la sensibilidad del usuario ante la velocidad y la aceleración; en otras palabras, depende del perfil real de la superficie del pavimento, de los aspectos dinámicos del vehículo y de la respuesta humana. Los estudios realizados al respecto, demuestran que la rugosidad longitudinal es probablemente el factor cuya contribución sea mayor en la generación de la sensación de incomodidad, situándose en segundo lugar la rugosidad transversal.

Para medir la rugosidad se han desarrollado una gran variedad de dispositivos, que varían desde los muy sencillos hasta los altamente sofisticados. En la tabla 1 se presentan algunos de los dispositivos de uso más extendido y su campo de aplicación. Estos dispositivos son los siguientes:

- Rugómetro del Bureau de Carreteras Públicas (BPR)
- Perfilómetro CHLOE (CHLOE)
- Perfilómetro de California (RSE)
- Perfilómetro del RRL Británico (RRL)
- Perfilómetros dinámicos (SDP)
- Dispositivos montados en vehículos (CRM)

Los perfilómetros originales, del tipo CHLOE, RSE y RRL, están montados en marcos metálicos de 6 a 10 m de largo, se desplazan sobre ruedas, que miden la variancia de la pendiente del perfil longitudinal o desplazamientos verticales acumulativos, y están dotados de dispositivos registradores y graficadores. Todos ellos tienen como ventaja principal una gran repetibilidad, pero en cambio son sumamente lentos y tienen poca aproximación cuando miden longitudes de onda menores que la distancia entre ruedas o bien en longitudes de onda mayores que dicha distancia, Ref 20, 21 y 22.

Los equipos montados en vehículos (CRM), miden la rugosidad del pavimento cuando transitan a la velocidad de operación, lo que aunado a su bajo costo los ha convertido en los de mayor uso. Los rugómetros tipo Mays o PCA son ejemplos típicos de estos dispositivos, y recientemente se utilizan con una cámara fotográfica adaptada para levantar inventarios de la carretera, registrando, además de la rugosidad, aspectos de visibilidad, pendiente, fuerza centrífuga, etc. Están además capacitados para proporcionar alto volumen de información, producen poca o nula interferencia con el tránsito y tienen una repetibilidad adecuada. Las desventajas de estos equipos son entre otras, la necesidad de frecuentes calibraciones, incapacidad de registrar el perfil del pavimento y la influencia que las características del propio vehículo imprimen a las mediciones Ref 23 y 24.

Los equipos de tipo dinámico, (SDP), son de alto rendimiento y en general muy

sofisticados; registran el perfil real del pavimento, se desplazan a la velocidad normal de operación y pueden detectar y analizar grandes longitudes de onda, lo que es sumamente útil en el caso de carreteras de alta velocidad. Finalmente tienen una alta repetibilidad y pueden usarse como instrumentos de calibración para otros equipos. Como desventaja principal están sus costos de adquisición, operación y análisis por computadora, además de la complejidad de sus sistemas que requieren de personal altamente calificado. Pueden mencionarse dentro de este tipo los perfilómetros Surface Dynamics, el GMR, y los de ondas de alta frecuencia y rayos laser. Ref 25 y 26.

3.- Estado Superficial del Pavimento. La evaluación del estado superficial de un pavimento involucra un estudio de detalle que debe manifestar el tipo de deterioro ocurrido, su ubicación, extensión y severidad. Asimismo deben señalarse los factores más significativos que han influido en el comportamiento inadecuado del pavimento. El procedimiento más generalizado para efectuar esta investigación es la observación directa de un ingeniero especializado, recorriendo a pie el tramo en estudio, quien registra y anota sus observaciones técnicas respecto a los daños observados. Sin embargo, en carreteras que manejan elevados volúmenes de tránsito y con más de dos carriles de circulación, es extraordinariamente difícil y peligroso realizar estos recorridos, por lo que se recurre al empleo de fotografías y de equipos especiales como el Gerfo, que es un vehículo que dotado de una cámara cuya velocidad se sincroniza con la de desplazamiento, toma una fotografía continua de la superficie del pavimento. Este dispositivo se desplaza a la velocidad de operación, sin interferencias con el tránsito y es alto el rendimiento. Como desventaja principal se tiene su alto costo, Ref 14.

Los aspectos que interesa evaluar principalmente, son los agrietamientos, deformaciones, desgranamientos, baches y zonas con exceso de asfalto. Para juzgar su severidad comúnmente se recurre a asignar calificaciones o factores de ponderación a cada tipo de deterioro observado, que son restados de una calificación máxima de partida. Generalmente se desarrollan catálogos que tipifican el tipo y severidad del deterioro y reglas para aplicar los factores de ponderación.

Un estudio del estado superficial del pavimento es importante porque entre otras cosas, se pretende utilizarlo como medio de correlacionar el comportamiento del pavimento con su grado de deterioro.

4.- Seguridad.- Se analizan varios factores que afectan la seguridad con que el usuario circula sobre un pavimento. Uno de los factores principales lo constituye la resistencia al deslizamiento, sin embargo

no deben despreciarse otros factores tales como los surcos, roderas y depresiones, en los que el agua de lluvia puede acumularse y producirse el fenómeno de hidroplaneo. Asimismo son importantes el color, las propiedades reflejantes y el señalamiento de piso.

La medición de la resistencia al deslizamiento puede realizarse mediante varios procedimientos, como por ejemplo el empleo de dispositivos de rueda bloqueada (ASTM E-274), rueda con deslizamiento parcial (SCRIM, Ref 14), ruedas desalineadas (Mu-Meter, Ref 27), así como dispositivos de péndulo (ASTM E-303). El empleo de dispositivos como el SCRIM o el Mu-Meter, que se operan a las velocidades normales de circulación, poseen elementos de registro continuo, con posibilidad de verter agua por delante de las ruedas de medición para reproducir el efecto de pavimento mojado. Algunos dispositivos como el SCRIM, tienen la desventaja de su elevado costo.

La evaluación de la resistencia al deslizamiento para propósitos de conservación y mantenimiento deberá considerar el efecto del tiempo, tránsito y clima, por lo que se requiere de evaluaciones periódicas, con dispositivos de alto rendimiento, con el propósito de observar los siguientes factores: porosidad de la superficie, desgaste y pulimiento de agregados, surcos y depresiones, afloramiento de asfalto y contaminación con hule, aceite, etc.

Por lo que respecta a la investigación de surcos, roderas y depresiones, pueden evaluarse mediante la colocación de reglas o perfilógrafos transversales, Ref 14, que permiten captar la sección transversal de la superficie del pavimento.

3.1.2.- Pavimentos de Aeropuertos.

El aspecto de evaluación de los pavimentos en los elementos de operación terrestre de los aeropuertos juega un papel muy importante, tanto para definir las estrategias de conservación y rehabilitación que deban aplicarse, como desde el punto de vista de la seguridad de la operación terrestre de las aeronaves. Con este propósito, la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI) propone directrices para la evaluación de pavimentos, Ref 28, cuyos resultados deben ser notificados para su publicación a nivel de información aeronáutica (AIP). Las citadas recomendaciones y procedimientos abarcan diferentes niveles de necesidades y pueden ser interpretadas aún por personal poco experimentado en el comportamiento de los pavimentos.

Por lo que respecta al procedimiento de evaluación propuesto, se indica que se encuentra en la etapa de primera generación, y que está en marcha un programa de investigación así como de ampliación de su aplicabilidad y actualización. Se da énfasis

sis a la evaluación en base a ensayos no destructivos sobre planteamientos más teóricos, tratando de reducir su costo y que provoque menos interferencias con las operaciones de los aeropuertos, a la vez que se obtenga mayor información sobre la cual puedan tomarse las decisiones. Mediante procedimientos no destructivos se determina el módulo de rigidez dinámica (DSM), que permite establecer zonificaciones en el pavimento y detectar áreas que muestren un deterioro prematuro, justificando investigaciones posteriores de detalle.

En lo general los conceptos básicos y técnicos para la evaluación de pavimentos para aeropuertos son los mismos que los citados para carreteras en el inciso 3.1.1., detectándose algunas ligeras variantes, como se describe a continuación.

- En el caso de aeropuertos existen dos tipos de usuarios, que son los pasajeros y la tripulación de la aeronave. De todos ellos, la opinión del piloto es la más importante, debido a que su respuesta ante la rugosidad considera principalmente aspectos de seguridad.

Los efectos de la rugosidad en el pavimento están relacionados principalmente con la seguridad y la posibilidad de ocurrencia de daños al tren de aterrizaje, y no a la comodidad, como en el caso de carreteras.

- La interacción vehículo-pavimento acusa una mayor variación en el caso de aeropuertos que en carreteras, a causa de la gran variedad de tipos de aeronaves.
- La influencia de las longitudes de onda en los pavimentos de aeropistas tienen mayor importancia que en carreteras, debido a las diferencias en la configuración de los trenes de aterrizaje, mayor velocidad de circulación, efecto de falso despegue, etc.
- El comportamiento del pavimento en aeropuertos tiene una concepción diferente, no basada en términos de la opinión del usuario como pasajero.

A continuación se describen brevemente los procedimientos de evaluación más usuales en aeropuertos, en función de las variables por monitorear.

1.- Estructurales

a) Procedimientos Destructivos. Como en el caso de los pavimentos de carreteras, se recurre a la ejecución de pozos, muestreo y ensayos de laboratorio y campo. Se tienen importantes limitaciones por la interferencia con la operación aeroportuaria. Generalmente se realizan pruebas directas en el campo para determinar el Valor Relativo So-

porte o de módulo de reacción y resistencia mediante placa. Pueden tomarse especímenes inalterados para la determinación en el laboratorio del VRS en las mismas condiciones. Para la aplicación de métodos más modernos, se efectúan ensayos para determinar la respuesta de cada capa, caracterizada por su módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

b) Procedimientos no Destructivos. En general se prefieren sobre los destructivos. Son comunes los ensayos de placa, como en el caso de evaluación por el método LCN y el método Canadiense. De igual manera es frecuente la medición de deflexiones con Viga Benkelman bajo cargas reales de las aeronaves. De igual manera se ha dado impulso al empleo de dispositivos que aplican cargas dinámicas, en general más pesados que los usados en carreteras, como el equipo NDT de WES, Ref 29, o bien del tipo de deflectómetros de caída (FWD), Ref 30. Al respecto puede decirse que se ha desarrollado toda una tecnología específica para el caso de aeropuertos, Ref 30.

2.- Comportamiento.- Para su evaluación se recurre a dispositivos mecánicos, como los mencionados a propósitos de carreteras, tales como el perfilómetro de California (RSE), el británico (RRL), los montados en vehículos (CRM) y los dinámicos (SDP). A semejanza del caso de carreteras, se llevan a cabo investigaciones periódicas de la rugosidad del pavimento, principalmente en la zona del tercio central del ancho de la pista. Esta evaluación debe iniciarse antes de que el pavimento sea puesto en servicio, con el propósito de verificar el cumplimiento de las especificaciones de acabado de la superficie, y en su caso, proceder a su corrección, ver tabla 1. Las evaluaciones subsiguientes deben realizarse con equipos que desarrollen altas velocidades.

3.- Estado superficial del Pavimento.- Se lleva a cabo un levantamiento de los daños existentes en el pavimento, mediante la observación directa de un ingeniero especializado, recurriendo a la información fotográfica. Los reportes emitidos deben motivar el tipo, extensión y severidad de los deterioros observados, poniendo énfasis en aquellos aspectos que signifiquen riesgo inmediato o a corto tiempo. Un aspecto importante lo constituye el efecto del derrame de combustible y el calor de las turbinas en zonas de plataformas.

4.- Seguridad.- Este concepto es sumamente importante en el caso para aeropuertos, debiendo investigarse tanto la resistencia al deslizamiento, como la presencia de ondulaciones, surcos y depresiones que de alguna manera afecten la seguridad de las aeronaves durante las maniobras de aterrizaje y despegue. La resistencia al deslizamiento debe medirse inicialmente y periódicamente, con el objeto de verificar las condiciones iniciales de resistencia y en su caso, efec-

tuar las correcciones que se ameriten. Las subsecuentes tienen por objeto determinar la degradación que sufra la textura superficial con el tiempo, debido entre otras cosas, al hule de las llantas que se adhiere a la superficie en las zonas de toque. Las mediciones deben realizarse con dispositivos de alta velocidad, registro continuo y en condiciones de pavimento mojado.

3.1.3.- Vías Férreas.- Los ferrocarriles modernos están diseñados para alcanzar altas velocidades, considerando éstas muy próximas a los 200 km/hr, lo cual solamente es posible si se cumplen las tolerancias que para los diferentes parámetros fundamentales de una vía férrea, son propuestos por los organismos ferroviarios de cada país. En las tablas 2 a 3 se presentan las citadas tolerancias, tanto para condiciones de vía nueva, como para conservación, Ref 32.

A semejanza de lo que ocurre con los pavimentos, la estructura de una vía férrea con el paso del tiempo sufre deterioros que inciden directamente en la velocidad de circulación de los trenes, su seguridad y por lo tanto en su eficiencia. Las tolerancias para montaje de vía son más rigurosas a medida que aumenta la velocidad, y las desviaciones que ensus-valores ocurran con el tiempo pueden ser causa de serios accidentes. Lo anterior implica que desde su proyecto debe tenerse en cuenta los problemas posteriores de conservación de las vías férreas, como por ejemplo, el montaje de las vías directamente sobre losas de concreto hidráulico ha sido desarrollado para reducir los deterioros de las vías a causa de la operación de trenes circulando a alta velocidad y con gran frecuencia, con la consiguiente reducción de trabajos de conservación, sin embargo esta solución no es aconsejable cuando se apoyan las vías en suelos blandos sujetos a movimientos diferenciales, Ref 33, por las dificultades posteriores para nivelar los rieles.

La comprobación de que una vía recién construida se ajusta a las tolerancias impuestas, se procede a efectuar mediante recorridos con equipos que detectan las irregularidades mediante registros automáticos continuos, o bien mediante levantamientos topográficos de precisión. El primer sistema garantiza plenamente el conocimiento en forma rápida del estado geométrico de la vía, en condiciones de operación. Esta investigación se complementa con inspecciones aleatorias que permitan conocer detalles imposibles de detectar por procedimientos automáticos, como el apretado de los elementos de sujeción, colocación adecuada de elementos accesorios, etc. En lo sucesivo se recomienda efectuar investigaciones del estado de la vía por lo menos dos veces al año, con el objeto de investigar, además de los aspectos geométricos de la vía, otros detalles como: estabilidad de los terraplenes; identificación, contaminación, degradación fenómeno de bombeo en el balasto; estado

de durmientes, rieles y elementos accesorios, así como del funcionamiento de las obras de drenaje. Con relación al estado de los rieles, pueden inspeccionarse en forma automática y continua mediante un carro detector (Sperry Rail Service), que registra entre otras cosas, la incidencia de irregularidades, fisuras, juntas, etc, Ref 34.

4.- CRITERIOS DE REHABILITACION Y CONSERVACION.

Para establecer el tipo y programas de trabajos de conservación y rehabilitación, en la década de los años 40 se recurría a las notas técnicas producto de inspecciones visuales, las que contenían el tipo, extensión y severidad de los deterioros manifestados. En la siguiente década y a principios de los años 60, la información anterior se complementó con la obtenida de rugómetros, deflectómetros y medidores de resistencia al deslizamiento, cuya información, considerada global o individualmente permitía la toma de decisiones. A principio de los años 70, los organismos encargados de la conservación y rehabilitación de carreteras empezaron a observar que la toma de decisiones deberá basarse no solamente en la información de campo, ya que deberían plantearse estrategias de conservación y rehabilitación para las condiciones presentes y futuras de un pavimento, con el propósito de minimizar los costos correspondientes a los ciclos de vida de un pavimento y maximizar sus beneficios. De esta manera se ha establecido un sistema basado en una metodología técnica y operacional para administrar, dirigir y controlar los recursos disponibles para obtener los máximos beneficios.

De esta manera es importante cubrir los siguientes objetivos:

- 1.- Determinar los costos asociados a diferentes niveles de serviciabilidad de un pavimento.
- 2.- Planear, dirigir y controlar las actividades de mantenimiento a fin de alcanzar un nivel de servicio congruente con la clase y tipo de pavimento.
- 3.- Evaluar los métodos y materiales utilizados, con el propósito de desarrollar prácticas eficaces y económicas.

Por otra parte, es necesario conocer los siguientes aspectos:

- 1.- El inventario de la red y un conocimiento de los factores físicos, operacionales y ambientales que pueden influir en el monto y tipo de trabajos requeridos.
- 2.- Experiencias sobre los procedimientos de conservación, así como conocimiento de los recursos disponibles de fuerza de trabajo, equipo y materiales, incluyendo rendimientos.

- 3.- Predicción de volúmenes de obra, disponibilidad de recursos financieros y criterios de decisión relativos a la calidad o nivel de conservación deseado.

Existen algunos aspectos que intervienen en la configuración de la problemática de la conservación y la rehabilitación, que se discuten brevemente a continuación.

- 1.- En 1976 la Federal-Aid Highway Act reconoció que los pavimentos se deterioran a una velocidad mayor que con la que pueden ser reparados. Entre otras cosas es debido a la insuficiencia de fondos destinados a conservación y rehabilitación. Los países altamente desarrollados destinan actualmente para conservación de sus redes, el seis por ciento de su valor actualizado, cifra que es muy superior a lo que países con pocos recursos actualmente destinan, y que además deben hacer frente a necesidades de expansión y modernización de su red.
- 2.- Los trabajos de conservación son en general más caros que los de construcción, debido a que se realizan en áreas pequeñas, dispersas, en que abunda la mano de obra. Requieren de importantes operativos de control de tránsito, ya que éste no debe suspenderse durante los trabajos. Las interferencias con la operación son más agudas en los casos de aeropuertos y vías férreas. De igual manera deben efectuarse labores prácticamente en todas las épocas del año, ya que las cuadrillas llegan a efectuar trabajos de movimiento de derrumbes, remoción de nieve, luchar contra inundaciones y hasta trabajos de ayuda, salvamento y rescate.
- 3.- Se hacen grandes esfuerzos en desarrollar máquinas y equipos para trabajos de conservación y rehabilitación, así como la investigación en la utilización de materiales sintéticos, tales como para reciclados entre los primeros y fibras textiles entre los segundos, por mencionar tan solo dos ejemplos.
- 4.- Se suelen presentar problemas legales serios, a causa de demandas por accidentes durante los trabajos, o por daños ocasionados por trabajos mal ejecutados.
- 5.- Los vehículos actuales, tanto los terrestres, como aeronaves y ferrocarriles, están capacitados para desarrollar mayores velocidades de operación, y por lo tanto requieren de pavimentos y vías férreas de muy altas especificaciones, que deben ser cumplidas por los trabajos de conservación y rehabilitación. Adicionalmente, por los altos volúmenes de tránsito que se manejan, se requieren soluciones que ameriten una conservación mínima. Las acciones de rehabilitación deben considerar aspectos de mo-

dernización, acordes con las necesidades del tránsito actual y futuro.

- 6.- El uso de programas de computadora ha sido de gran ayuda para el análisis de estrategias, predicciones de comportamiento, etc., convirtiéndose hoy en día en una importante herramienta para la toma de decisiones, pero de ninguna manera debe considerarse que pueda reemplazar al analista.

Considerando los aspectos antes mencionados, así como la información captada en los procesos de evaluación, será necesario definir los criterios a seguir para establecer las estrategias convenientes, de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- 1.- Establecimiento de prioridades. Se analiza la información procedente de la evaluación, para definir los tramos que requieren de mantenimiento o rehabilitación, considerando además el volumen de tránsito actual y futuro. Los tramos que reporten las peores condiciones deberán ser evaluadas en detalle para establecer las estrategias para su reparación, teniendo en cuenta para ello el análisis de las causas de su deterioro y las acciones que deben emprenderse para su corrección. Los procedimientos de análisis, interpretación y proyecto dependen de los criterios de cada organismo, pudiendo citarse la metodología propuesta por el Instituto del Asfalto, Departamento de Carreteras de California, etc. Ref 35. Asimismo se recurre como ayuda al uso de matrices o árboles de decisiones, como la matriz mostrada en la fig 5, Ref 14, y escalas de acciones de acuerdo con el tránsito y nivel de deterioro del pavimento, fig 6. En la tabla 5 se presentan los deterioros típicos que pueden observarse en los pavimentos y las causas que suelen producirlos.
- 2.- Formulación de estrategias de rehabilitación. Se establecen varias estrategias que comprenden desde reparaciones menores hasta sobrecarpetas. Estas estrategias se someten a un análisis en el que interviene, en forma determinante, el factor económico, teniendo en cuenta el nivel de servicio que cada estrategia puede proporcionar, su duración, comportamiento, etc.

En la fig 7 se presenta un diagrama de flujo del procedimiento a seguir para el planteamiento del problema, los principales criterios de decisión que deben emplearse para analizar las estrategias planteadas y la elección de la mejor alternativa, para proceder a continuación a la elaboración del proyecto. Es importante conocer los diferentes tipos de trabajos de conservación y rehabilitación que pueden disponerse para el

planteamiento de las estrategias a seguir, fig 8, así como efectuar un análisis de comportamiento de cada una de ellas, fig 9, acompañado de una evaluación económica, fig 10. Asimismo algunos organismos disponen de árboles de estrategias como ayuda, fig 11, y conocer a fondo las ventajas y desventajas que una acción determinada puede tener, como se ilustra en la fig 12 para el caso de la técnica de reciclado.

Para el caso de aeropuertos, es recomendable acudir a los manuales de la OACI, Ref 28, en donde se resumen las prácticas y experiencias de Estados Unidos, Francia, Canadá y el Reino Unido. En dicha referencia se incluye la práctica para notificar la resistencia de pavimentos de aeropuertos por el método ACN/PCN, que consiste en determinar el efecto relativo de una aeronave sobre un pavimento para determinada resistencia normalizada del terreno de cimentación (ACN) y la resistencia de un pavimento para usarlo sin restricciones. Como se mencionó anteriormente, los trabajos de conservación y rehabilitación deben fundamentalmente en caminarsse hacia alcanzar la máxima seguridad de las aeronaves en sus movimientos de operación terrestre, principalmente en las pistas.

En los ferrocarriles se presenta una situación similar a la de aeropuertos, en cuanto a la seguridad de operación a altas velocidades. La acción más importante debe considerar el adecuado alineamiento de las vías, tanto vertical como horizontalmente. Las Ref 32 y 34 mencionan las principales acciones de conservación y rehabilitación de vías férreas.

Tanto en el caso de aeropuertos como de ferrocarriles no deben perderse de vista las implicaciones económicas de los criterios de conservación y rehabilitación.

5.- EXPERIENCIA NACIONAL

5.1.- Carreteras.- La red de carreteras nacionales cuenta actualmente con unos 250 000 km, de los cuales aproximadamente 80 000 están pavimentados, entre los cuales deben distinguirse unos 50 000 km que corresponden a la Red de Carreteras Federales. Esta red acusa problemas muy importantes que trascienden hacia el nivel de servicio que se brinda actualmente al usuario. Estos problemas principalmente son los siguientes:

La edad avanzada de la mayor parte de la red, la obsolescencia de algunos sistemas de conservación, el incremento de las cargas legales y el bajo nivel del gasto de conservación asignado durante las últimas décadas, en conjunto con la imperiosa necesidad que tiene nuestro país de contar con un eficiente sistema de carreteras y las limitaciones económicas que la actual crisis impone, Ref 36.

En efecto, muchos tramos de la red nacional cuentan con más de tres o cuatro décadas, y por lo tanto fueron diseñados y construidos para otras necesidades de tránsito. Sobre las construcciones originales se han acumulado refuerzos, muchas veces por el simple procedimiento de agregar sobrecarpetas, sin modificar las características de las capas más profundas de la sección estructural. Mediante estos refuerzos o en ocasiones reconstrucciones superficiales, se han pretendido absorber las solicitaciones impuestas por cargas mayores, tanto en magnitud como en frecuencia de aplicación. En las últimas tres décadas, hicieron su aparición en nuestra red nacional los grandes semirremolques con dos ejes tandem así como los full trailer con 3 ejes tandem, y más recientemente los remolques y semirremolques con ejes triples. Aparecieron también los autobuses de gran tamaño y las cargas se hicieron mucho más intensas, pasando en muchos tramos de 1 000 o 2 000 vehículos/día a 20 000 o más vehículos/día.

Por otra parte, la atención prioritaria de otros campos de la economía nacional, definieron un gasto de conservación del orden de la quinta parte del que se considera deseable. Si a lo anterior se suma que, por las mismas razones, la estrategia de desarrollo impuso sobre las carreteras una fuerte presión para su crecimiento, con un criterio de mínima inversión inicial, puede afirmarse que nuestra red nacional, en muchos casos subdiseñada estructuralmente y en otros subdiseñada geométricamente ha tenido que soportar casi todo el peso de un país en desarrollo acelerado, lo que explica, por lo menos en gran parte, el estado en que se encuentra y los bajos niveles de servicio que actualmente brinda al usuario.

A grandes rasgos puede decirse que, pese a los grandes esfuerzos de las autoridades responsables de la conservación y rehabilitación de la red, se estima que el 25% de la longitud de la red troncal se halla en pésimas o malas condiciones, 55% en condiciones regulares y sólo 20% en condiciones aceptables, Ref 37.

Lo anterior conduce a una situación de permanente rezago en las acciones de conservación y rehabilitación, a una pulverización de los recursos para aplicar soluciones de emergencia y en ocasiones a casos de obsolescencia prematura de los trabajos realizados.

Juega un papel muy importante en esta situación, el hecho de que por la red circula un tránsito semejante al de un país altamente industrializado, con efectos sumamente destructivos aún a profundidades que abarcan a la subrasante y cuerpo de terraplén, como puede verse en la fig 13, en la que aparecen los coeficientes de daño propuestos por el método de diseño de pavimentos flexibles, Publicación 444 del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Puede decirse por lo tanto, que las

acciones de conservación y rehabilitación - deben considerar que existe insuficiencia estructural de los pavimentos, y que de no corregirse, cualquier acción realizada debe basarse en un diagnóstico previo. Cabe mencionar que este tipo de falla es muy frecuente en las carreteras nacionales.

Como siguiente tipo de falla observado en la red nacional, se encuentra la producida por fatiga, detectada en carreteras de tránsito pesado, en combinación con suelos resilientes.

Actualmente se hacen esfuerzos muy importantes por establecer procesos sistemáticos de inventario y evaluación de la red, disponer de un presupuesto de emergencia y racionalizar el transporte.

5.2.- Aeropuertos.- La red aeroportuaria nacional cuenta actualmente con 55 aeropuertos administrados y conservados por ASA, Ref 38, de los cuales el 36% cuenta con pavimentos rígidos total o parcialmente, con edades que fluctúan entre 12 y 26 años. A semejanza de las carreteras, se ha observado un incremento en el peso de las aeronaves y mayor número de operaciones, lo que ha ocasionado fallas estructurales en los aeropuertos más antiguos. La investigación del estado del pavimento cubre etapas de inspección visual, evaluación de resistencia al derrapamiento y finalmente levantamientos topográficos de precisión para proyecto de refuerzo. Debido a las condiciones

de seguridad que debe registrar un aeropuerto se pone énfasis en la conservación rutinaria, incluyendo tratamientos para restituir la resistencia al derrapamiento, perdida por hule y grasa en zonas de toque. Un aspecto importante que conviene destacar, es la importancia que se asigna a los acabados superficiales durante la construcción, con el apoyo de rugómetros tipo RSE, y de resistencia al derrapamiento con Mu-Meter, ejerciendo acciones correctivas antes de poner un aeropuerto en operación. La evaluación de resistencia se realiza aplicando los métodos de LCN y Canadá, utilizando pruebas de placa, Viga Benkelman y Dynaflect. Se observa también en este caso una carencia de fondos disponibles para efectuar rehabilitaciones formales, adoptándose criterios de estrategias de vida útil más corta. Entre las acciones importantes que se realizan se encuentran aquellas destinadas al refuerzo con sobrecarpetas, mejoramiento del subdrenaje y restitución de la textura superficial para efectos de la fricción.

5.3.- Ferrocarriles.- El sistema ferroviario está formado por 20 000 km de vías principales y 5 000 de vías secundarias de operación y patios y había evolucionado escasamente con respecto a la infraestructura construida a fines del siglo pasado y principios de éste.

Hasta hace pocos años, la red adolecía

en varios de sus tramos estratégicos por su alta densidad de tráfico, de especificaciones inadecuadas tanto geométricas como estructurales, además de estar constituida por vía sencilla, Ref 39.

Esta situación empezó a experimentar un cambio favorable en la última década al iniciarse obras de construcción de la vía doble y la rectificación de curvas y pendientes.

Los problemas fundamentales que presentan las vías férreas nacionales estriban en la inestabilidad de las terracerías, debido a suelos expansivos, compresibles o resilientes, que provocan identificación, contaminación y bombeo en el material de balasto. Otros problemas importantes están relacionados con fallas en durmientes y rieles, todo lo cual requiere de muy intensas y frecuentes labores de conservación. La carencia de fondos ocasiona que éstas no sean las requeridas, en extensión y magnitud, además de que no se efectúen las obras de rehabilitación necesarias para mejorar el nivel de operación de los ferrocarriles.

6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 6.1.- Los organismos que tienen a su cargo la conservación y rehabilitación de las obras viales, heredan las buenas y las malas acciones cometidas en la planeación, proyecto, construcción, supervisión y control de calidad. Por lo tanto es recomendable elevar los niveles de calidad en cada una de estas etapas y procesos, con el objeto de reducir las necesidades de conservación y rehabilitación.
- 6.2.- El problema de la escasez de recursos financieros para llevar a cabo programas adecuados de conservación y rehabilitación, ha generado una grave situación de rezago y un inadecuado nivel de servicio. Se hace necesario obtener mayores partidas destinadas a subsanar esta situación, lo que debe complementarse con un mejor aprovechamiento de los recursos disponibles.
- 6.3.- Se hace necesario tratar de establecer sistemas de administración de conservación, que contemplen el panorama general del problema, se disponga de los elementos teóricos y tecnológicos del momento, se disponga de un banco de datos que reúna la experiencia nacional y se maneje la información económica necesaria para el análisis racional de estrategias. Dichos sistemas deberán diseñarse a las condiciones del País.
- 6.4.- Es muy importante evitar el divorcio existente entre proyecto y conservación, de tal manera que al realizar el primero, se tenga presente a la segunda. De esta manera la conservación

y rehabilitación estarán planeadas desde el origen de la operación y podrán establecerse sus programas de ejecución.

- 6.5.- En las carreteras y ferrocarriles se han detectado demandas extraordinarias de uso, que aceleran su deterioro, provocan congestionamientos y accidentes y reducen su nivel de servicio. Es importante modernizar los tramos en que esto ocurra, llegando a proponer desarrollos alternos y abandonar los existentes cuando la modernización de éstos no pueda efectuarse.
- 6.6.- Un factor importante en la ocurrencia de fallas en carreteras y ferrocarriles es la insuficiencia estructural. No deben efectuarse acciones de conservación y rehabilitación si no se considera previamente la corrección de este aspecto. De igual manera debe atenderse el fenómeno de fatiga, que se está presentando muy frecuentemente en las carreteras que manejan tránsito pesado. No debe olvidarse que el 50% de la red carretera tiene más de 20 años de edad, y su diseño obedece a otras condiciones de tránsito.
- 6.7.- Los vehículos modernos que hacen uso de carreteras, aeropistas y vías férreas demandan que éstas se proyecten, construyan y mantengan con altas especificaciones de comodidad, seguridad y resistencia, lo que a su vez requiere la aplicación de modernos conceptos teóricos y tecnológicos. En lo que se refiere a la conservación y rehabilitación se requiere disponer de equipos, tecnología y materiales que puedan satisfacer las necesidades planteadas. Las condiciones actuales de tránsito requieren estructuras más rígidas, materiales más resistentes y durables y llegado el caso, mínimos requisitos de conservación.

AGRADECIMIENTOS

El autor agradece a la Srta. Alma C. Sánchez C. su excelente trabajo mecanográfico.

REFERENCIAS

- 1.- The Asphalt Institute. "Asphalt in Pavement Maintenance".- Manual Series N° 16 (MS-16)
- 2.- Haas R., Hudson W.R. "Pavement Management Systems" Mc Graw-Hill Book Company.- 1978.
- 3.- Hudson, W.R., B.F. Mc Cullough, F.H. - Scrivener, and J.L. Brown.- "A System Approach Applied to Pavement Design and Research".- Research Report 123-1. Texas Highway Department Cooperative Research Program, March. 1970.
- 4.- Kher, R., W.A. Phang.- "Economic Analysis Elements". Ministry of Transportation and Communications.- Ontario, Canada.- 1975.
- 5.- The Asphalt Institute. "Soils Manual for Design of Asphalt Pavement Structures". Manual Series N° 10 (MS 10).
- 6.- Shook, J.F., and B.F. Kallas: "Determining Material Properties", Paper presented at Institute of Flexible Pavement Design and Performance, Pennsylvania State University, University Park, Pa., November 12-16, 1973.
- 7.- Deacon, S.S.: "Materials Characterization on Experimental Behavior", Proc., Workshop on Structural Design of Asphalt Concrete Pavement Systems, Highway Research Board, Special Report 126, 1971.
- 8.- Kennedy, Thomas W., and W. Ronald Hudson.: "Application of the Indirect Tensile Test to Stabilized Materials", Highway Research Board, Research Record N° 235, 1968.
- 9.- Vander Poel, C.: "A General System Describing the Viscoelastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data", Journal of Applied Chemistry, Vol. 4, 1954.
- 10.- Haas, R.C.G.: "A Method for Designing Asphalt Pavements to Minimize Low Temperature Shrinkage Cracking", Asphalt Institute, Res. Rept. 73-1, January 1973.
- 11.- Moavenzadeh, F., J.E. Soussou, and H. K. Findakly: "Synthesis for Rational Design of Flexible Pavements", Part I, Final Report for FHWA Contract 7776, January, 1974.
- 12.- Canadian Good Roads Association: "Manual on Pavement Investigations", CGRA Tech. Publ. N° 11, 1959.
- 13.- Transportation Research Board, Committee A2.K01: "State-of-the-Art Report on Non-Destructive Structural Evaluation of Pavements", Draft Rept., January 1975.
- 14.- Retour, P., "Los Estudios de Auscultación de las Calzadas Pavimentadas para la Programación de las Obras de Conservación y Rehabilitación de la Red Vial Francésa". IV Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos. Armenia, Colombia, 1981.
- 15.- Swift, Gilbert., "Dynalect, Theory and Practice", Remco Highway Products, Fort Worth, Texas, 1975.
- 16.- Joseph, A.H., and J.W. Hall: "Non-Destructive Vibratory Pavement Evaluation Techniques", Proc., Third Int. Conf. on

- Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, 1972.
- 7.- Matthews, James., Pavement Management of a Highway Network, California Department of Transportation, 1980.
 - 18.- Federal Aviation Administration, "Use of Nondestructive Testing Devices in the Evaluation of Airport Pavements", Advisory Circular, 1976.
 - 19.- Carey, W.N. and P.E. Irick: "The Pavement Serviceability-Performance Concept", HRR Bulletin 250, 1960.
 - 20.- HRR, "The AASHTO Road Test: Report 5 - Pavement Research", HRR Special Report 61-E, 1962.
 - 21.- Hveem, F.N., "Devices for Recording and Evaluating Pavement Roughness", HRR Bull. 264, 1960.
 - 22.- Chong, G.J.: "Measurement of Road Rideability in Ontario", Dept. of Transportation and Communications of Ontario, Rept. IR 29, 1969.
 - 25.- Brokaw, M.P.: "A 5 Year Report on Evaluation of Pavement Serviceability with Several Road Meters", HRR Special Report 116, 1970.
 - 24.- Rainhart Co.: "Mays Ride Meter Bulletin", Austin, Tex., 1972.
 - 25.- Spangler, E.B., and W.J. Kelley: "GMR Road Profilometer: A Method for Measuring Road Profile," General Motors Corp. Warren, Mich. 1964.
 - 26.- Walker, Roger S., W. Ronald Hudson, and Freddy L. Roberts: "Development of a System for High-Speed Measurement of Pavement Roughness, Final Report, Research Report 73-SF, Center for Highway Research, Univ. of Texas at Austin, 1971.
 - 27.- Horne, Walter B., and Howard C. Sparks: "New Method for Rating, Predicting and Alleviating the Slipperiness of Airport Runways", National Air Transportation Meeting, New York, 1970.
 - 28.- Organización de Aviación Civil Internacional.: "Manual de Proyecto de Aeródromos, Parte 3, Pavimentos", Doc 9157-AN/901, 1983.
 - 29.- Federal Aviation Administration.: "Airport Pavement Bulletin", FAA-74-1, 1974.
 - 30.- Pronk, A.C., R. Buiters.: "Aspects of the Interaction of Falling Weight Deflection Measurements", Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Michigan, 1982.
 - 31.- Yang, Nai C.: "Nondestructive Evaluation of Airport Pavement", Report FAA-RD-78-154-I, prepared for U.S. Department of Transportation, Washington, D. C. 1979.
 - 32.- Oliveros, F.R., A. López Pita, M. Me-gía Puente. "Tratado de Ferrocarriles I", Editorial Rueda, Madrid, España, 1977.
 - 33.- Structure Design Office, Japanese National Railways.: "The Structures of New Railway Line in Japan", Tokio, Japan, 1979.
 - 34.- Hay, W.W.: "Railroad Engineering". John Wiley and Sons. New York, 1953.
 - 35.- Highway Research Board.: "Pavement Rehabilitation, Materials and Techniques". Synthesis of Highway Practice 9 1972.
 - 36.- Orozco y Orozco, J.M.: "Hacia una Metodología Sistemática para detectar las necesidades de conservación". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 37.- López Mendoza, Sergio.: "Infraestructura Carretera". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.
 - 38.- Rodarte Lazo, F.F.: "La Conservación de Areas Operacionales de los Aeropuertos", Memorias de la VII Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Querétaro, Qro. 1986.
 - 39.- Gutiérrez V, Antonio.: "Comentarios sobre la Infraestructura Ferroviaria". Memorias de la VI Reunión Nacional de Ingeniería de Vías Terrestres, Puebla, Pue. 1984.

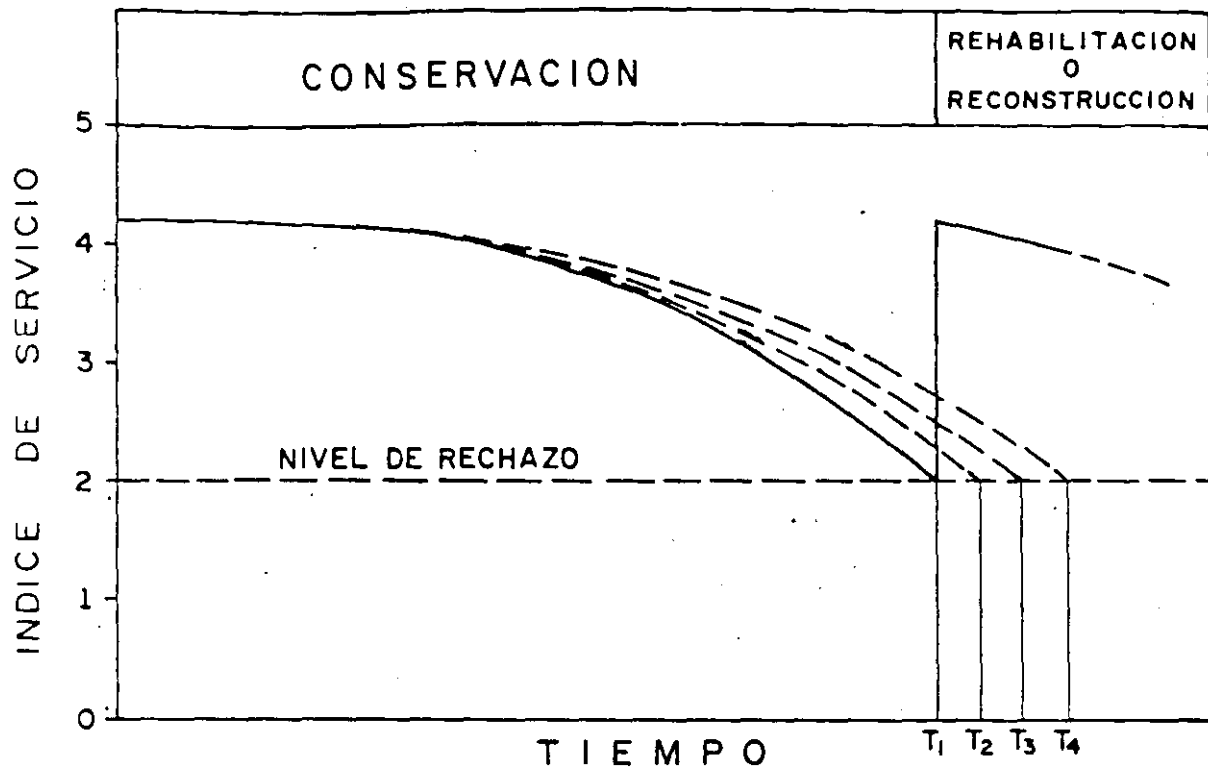


Fig 1. Variación del índice de servicio con el tiempo e influencia de la conservación en la vida útil del pavimento.

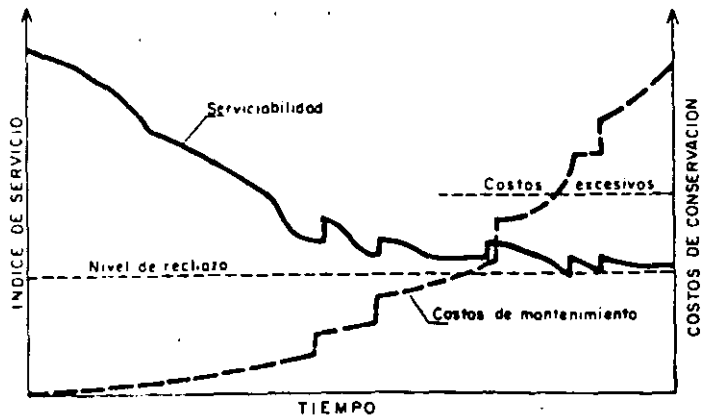


Fig 2. Variación del índice de servicio y - costos de conservación con el tiempo, con una política inadecuada de conservación. Haas y Hudson.

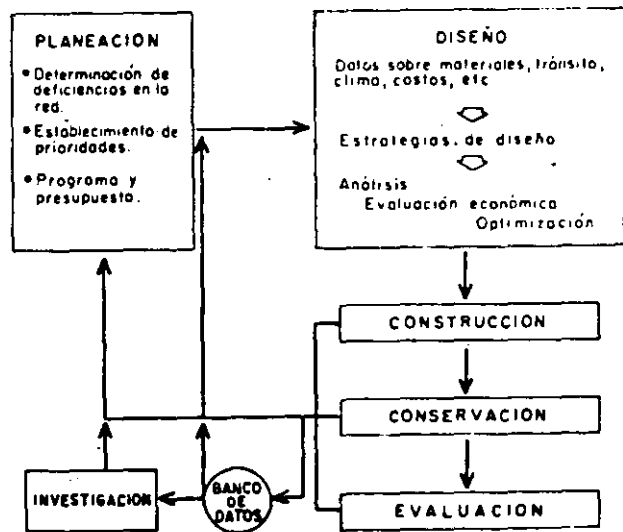


Fig 3. Actividades principales de un sistema de administración de pavimentos. Haas y Hudson.

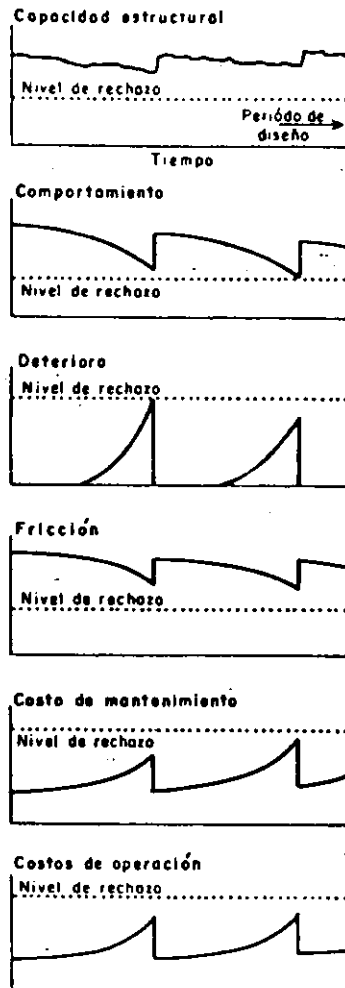


Fig 4.- Principales parámetros indicadores del estado de un pavimento. Haas y Hudson.

Fig 5

MATRIZ DE DECISIONES

CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO			DECISION (2)		
			T	D	P
INDICE DE SERVICIO	CONDICION (1)	DEFLEXION x 10 ⁻³ pulg. (mm)	> 5000	1500 o 5000	< 1500
≤ 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	A
		< 40 (1.0)	A	A	A
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	B	B	B
> 2.5	INACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	A	B
		< 40 (1.0)	A	A	B
	ACEPTABLE	≥ 40 (1.0)	A	B	B
		< 40 (1.0)	B	B	B

NOTAS:

(1) La condición inaceptable se define cuando ocurre cualquiera de los siguientes casos:

- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 10% y baches cubriendo más del 10%.
- Grietas de piel de cocodrilo en las rodadas, cubriendo más del 30%.
- Roderas con profundidad 25 mm cubriendo el 20%.

En caso de que no ocurran los casos anteriores, se considera que la condición del tramo es aceptable.

(2) La decisión A significa que el tramo debe someterse a un estudio de tallado en la siguiente fase, el cual permitirá proyectar su respectiva rehabilitación. La decisión B debe interpretarse que el tramo por el momento, quedará sometido a labores de mantenimiento rutinario.

Fig 6.- Acciones recomendables en función del tránsito y estados del pavimento.

CARRETERA _____ TRAMO _____
 SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____
 TIPO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

DEFECTOS:	CALIFICACION
Grietas Transversales _____	0-5 _____
Grietas Longitudinales _____	0-5 _____
Piel de cocodrilo _____	0-10 _____
Grietas de contracción _____	0-5 _____
Roderos _____	0-10 _____
Corrugaciones _____	0-5 _____
Desgranamiento _____	0-5 _____
Deformaciones plásticas _____	0-10 _____
Baches _____	0-10 _____
Exceso de asfalto _____	0-10 _____
Agregados pulidos _____	0-5 _____
Deficiencias de drenaje _____	0-10 _____
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo) _____	0-10 _____
Suma de Defectos _____	_____

Calificación de Condición = 100 - Suma de Defectos
 = 100 - _____

Calificación de Condición del Pavimento = _____

ESTADO	TRANSITO			
	PESADO	TRANSITO MEDIANO	TRANSITO MEDIANO	TRANSITO LIGERO
100 Excelente	Mantenimiento rutinario			
85 Muy Bueno		Bacheo, Sobrecarpeta		
70 Bueno		Treatmento antiderrapante		
55 Regular				
40 Malo		Sobrecarpetas		
25 Muy Malo				
10 Destruído		Reconstrucción		
0				

Fig 7.- Diagrama de análisis para propósitos de conservación y rehabilitación.

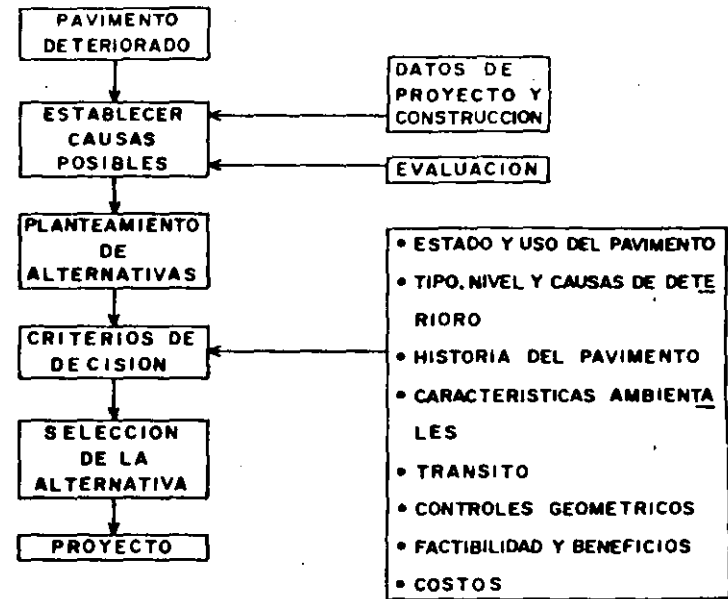
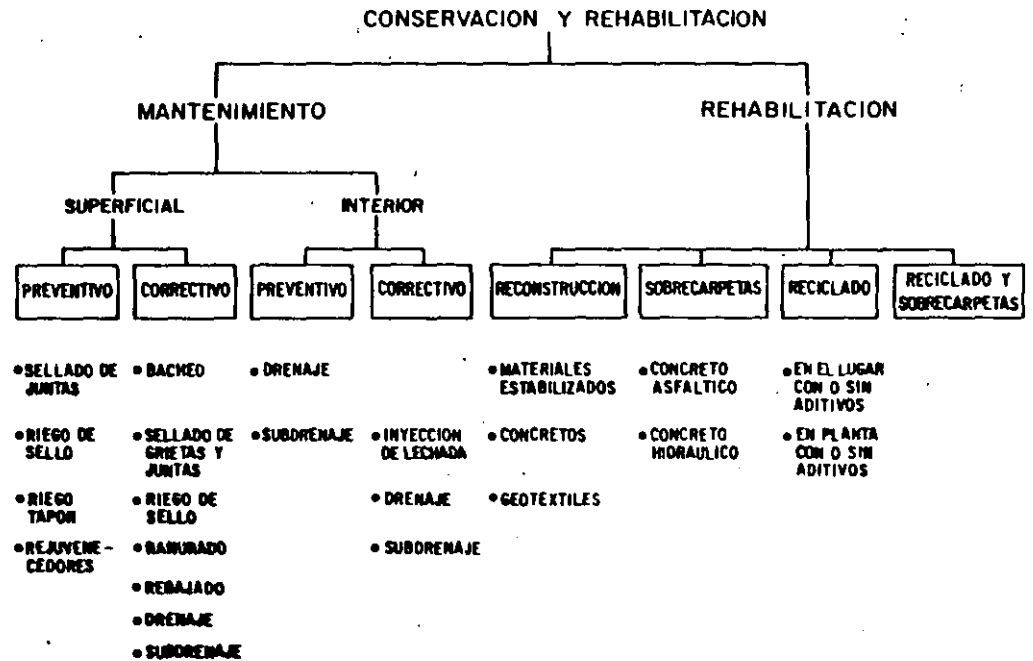


Fig 8.- Acciones de la conservación y rehabilitación. Monismith

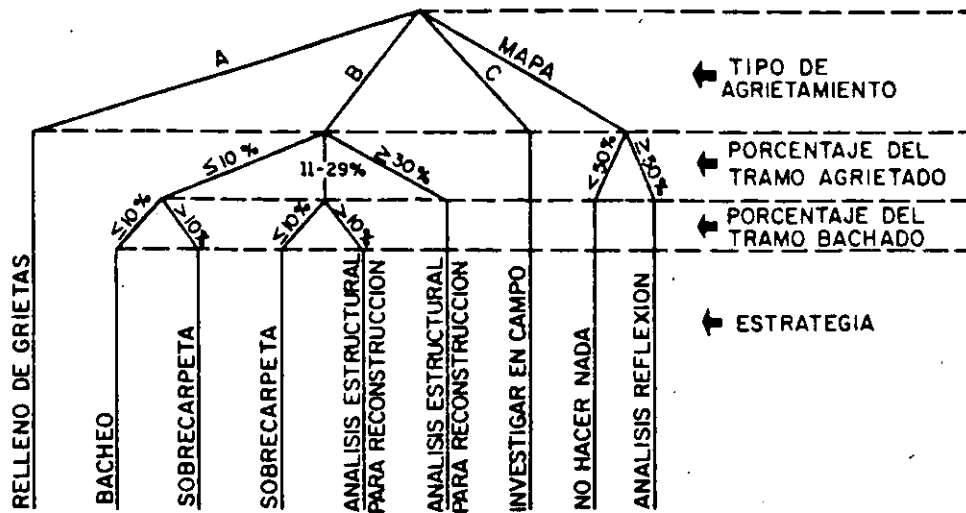


139

22

Fig 11.- Ejemplo de selección del procedimiento para corrección de deterioros. California

AGRIETAMIENTO EN FORMA DE MAPA O PIEL DE COCODRILO



CLAVE:
 A GRIETAS LONGITUDINALES EN RODADAS
 B PIEL DE COCODRILO EN RODADAS
 C AGRIETAMIENTO ESPECIAL O POCO COMUN
 MAPA AGRIETAMIENTO CUBRIENDO EL ANCHO DEL CARRIL

Fig 12.- Principales ventajas y desventajas de la técnica de reciclados.

RECICLADO

VENTAJAS

- UTILIZACION DE LOS MATERIALES EXISTENTES
- PRODUCE UNA LIGERA O IMPORTANTE MEJORIA ESTRUCTURAL
- SOLUCIONA TODO TIPO DE DETERIORO
- REDUCE O ELIMINA EL AGRIETAMIENTO POR REFLEXION
- MEJORA LA CALIDAD DE RODAMIENTO Y LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- RESUELVE PROBLEMAS DE CONTROLES GEOMETRICOS
- PUEDE ESTABLECERSE UN BUEN CONTROL DE CALIDAD

DESVENTAJAS

- INTERFERENCIAS CON EL TRANSITO
- COSTO
- PROBLEMAS DE CONTAMINACION Y DAÑOS A LA VEGETACION
- NO RESUELVE PROBLEMAS OCASIONADOS POR TERRACERIAS DEBILES

Fig 13.- Coeficiente de daño a 0 y 60 cm de profundidad para diferentes tipos de vehículos que circulan por la Red Carretera Nacional. Corro.

VEHICULO	COEFICIENTE DE DAÑO		TIPO
	Z=0	Z=60	
A2 A'2 B2 B3 B4 C2 C3 C4	0.004 0.536 2.000 1.999 2.666 2.000 1.999 4.000	0.000 0.015 0.899 0.756 0.753 0.899 0.756 2.937	W = 23.5 ton
T2-S1 T2-S2 T3-S2 T3-S3	3.000 4.000 5.000 6.000	3.331 2.790 2.249 5.758	W = 46.0 ton
C2-R2 C3-R2 C3-R3	4.000 5.000 6.000	8.579 8.580 8.581	W = 43.5 ton
T2-S1-R2 T2-S2-R2 T3-S1-R2 T3-S2-R2 T3-S2-R3 T3-S2-R4	5.000 6.000 6.000 7.000 8.000 9.000	11.399 11.400 11.400 11.401 11.401 11.403	W = 77.5 ton

TABLA 1.- Areas de aplicación y usos de medidores de rugosidad

Tipo de vialidad	Propósito de la medición		
	Inicial	Periódica	Terminal
1.- Autopista o carreteras principales	BRR, SDP, CRM RSE, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
2.- Carreteras secundarias	BPR, CRM, RSE SDP, RRL, CHLOE	CRM, SDP, RRL CHLOE	CRM, SDP CHLOE, RRL
3.- Carreteras vecinales	CRM, BPR, RSE SDP	CRM	CRM
4.- Aeropistas	SDP, RRL, CRM	CRM, SDP, RRL	SDP, RRL
U s o s			
A.- Monitoreo durante la construcción	X		
B.- Programas de conservación		X	X
C.- Inventario		X	X
D.- Investigación	X	X	X

TABLA 2.- Tolerancias para montaje de vía nueva

Parámetro Vía	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón			2 mm	2 mm		2 mm	1.5 mm en 2.5 m	
Tokaido Japón	+ 2mm - 2mm			+ 4 mm en 10 m	+ 3 mm en 10 m	+ 3 mm en 10 m	2 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	+ 2mm - 2mm		3 mm	4 mm en 10 m	4 mm en 10 m		3 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia			+ 3 mm			+ 1 mm en 10 m	1°/o en 3 m	
F.S. Italia	+ 2 mm - 1 mm		4 mm	4 mm en 10 m	2 mm en 10 m	3 mm en 10 m	+ 1°/o en 3 m	
D.B. Alemania Occidental			+ 2 mm	2 mm en 5 m		2 mm en 16 m		
Dresina RENFE España	+ 3 mm - 2 mm			+ 3 mm en 6.5 m	+ 3 mm en 10 m	+ 5 mm en 10 m con R ≤ 10 m	+ 3 mm en 3 m	+ 3 mm

TABLA 3.- Tolerancias para conservación de vía

Parámetro Vía	Ancho	Variación del ancho	Nivelación transversal	Nivelación longitudinal	Alineación en recta	Alineación en curva	Alabeo en recta y curva circular	Peralte
J.N.R. Japón	+ 5 mm - 3 mm		5 mm	5 mm	+ 3 mm en 10 m	+ 4 mm en 10 m	+ 5 mm en 2.5 m	
Tokaido Japón	+ 5 mm - 3 mm			7 mm en 10 m	3 mm en 10 m	4 mm en 10 m	3 mm en 2.5 m	
Shin-Kansen Japón	+ 6 mm - 4 mm		5 mm	7 mm en 10 m	4 mm en 10 m		5 mm en 2.5 m	
S.N.C.F. Francia	- 3 mm	1 mm por traviesa < 5 mm en 50 m	+ 5 mm			+ 4 mm en 10 mm	2°/oo en 3 m	
D.B. Alemania Occidental	+ 3 mm en recta - 2 mm en curva		+ 5 mm		+ 2 mm en 16 m	+ 3 mm en 16 m		
Dresna RENFE España	+ 4 mm - 3 mm	2 mm por traviesa < 4 mm en 50 m		+ 4 mm	+ 4 mm en 10 m	+ 6 mm en 10 m con R ≤ 500 m	+ 4 mm en 3 m	+ 5 mm

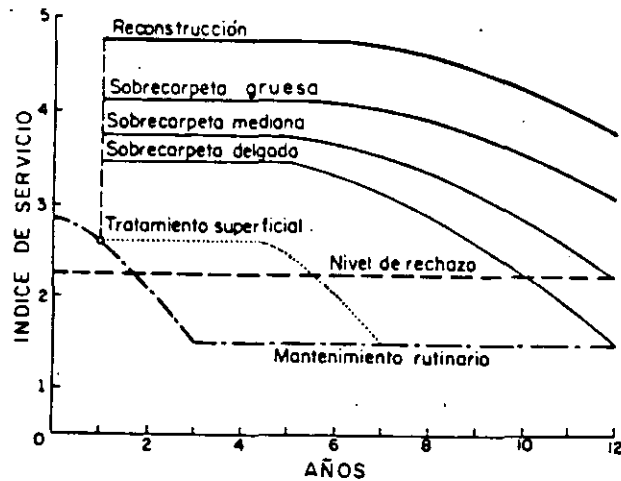


Fig 9.- Curvas típicas de comportamiento para diferentes alternativas de conservación y rehabilitación.

TABLA 4.- Tolerancias para vía RENFE montada sobre durmientes de concreto tipo monobloc con sujeción elástica. (1)

Parámetro	Tolerancias	
	Montaje	Conservación
Ancho	+ 2 mm	+ 5 mm - 3 mm
Variación del ancho	3 mm en 3 m	2 mm en 1 m 6 mm en 50 m
Nivelación transversal	+ 2.5 mm	+ 5 mm
Nivelación longitudinal	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m + 2 mm en 6.5 m	+ 10 mm en 20 m + 6 mm en 10 m + 3.5 mm en 6.5 m
Alineación en recta o curva R > 1000 m	+ 5 mm en 20 m + 3 mm en 10 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m
Alineación en curva de transición o con R ≤ 1000 m	+ 6 mm en 20 m + 4 mm en 10 m	+ 8 mm en 20 m + 5 mm en 10 m
Alabeo en recta y curva circular	2 mm en 3 m	4.5 mm en 3 m
Alabeo en transiciones	4 mm en 3 m	6 mm en 3 m
Peralte	+ 3 mm	+ 5 mm
Soldadura en la superficie de rodadura	+ 0.2 mm - 0.4 mm	

(1) Especificaciones del organismo ferroviario español

Fig 10.- Evaluación económica y de comportamiento para diferentes estrategias.

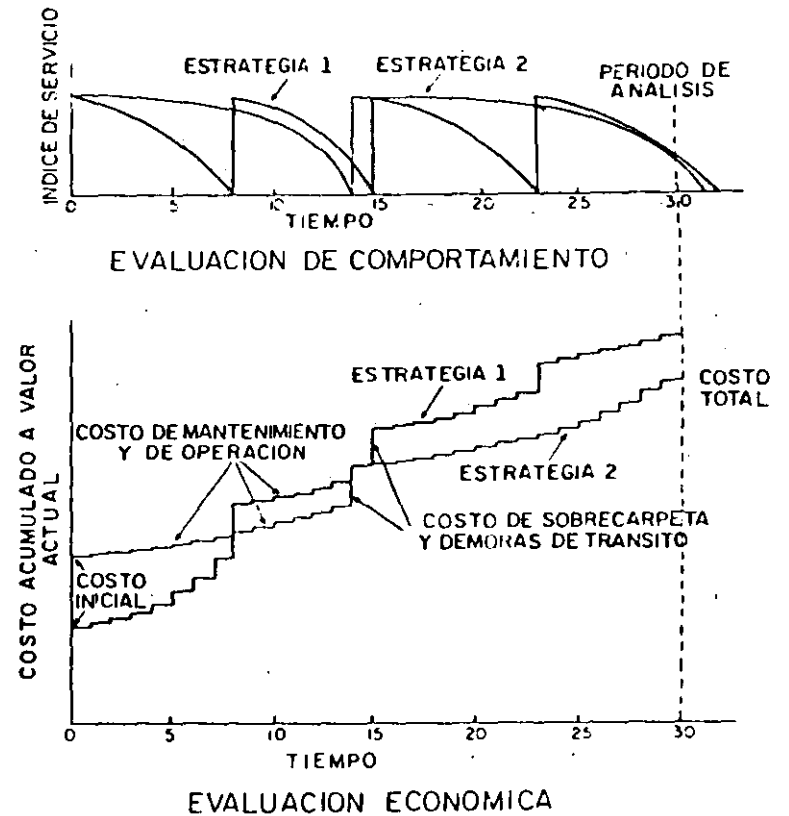


TABLA 5.- Deterioros típicos observados en los pavimentos flexibles y causas que los producen

<u>DETERIORO</u>	<u>CAUSA GENERAL</u>	<u>CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE</u>
AGRIETAMIENTO O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION(PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSI VAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

1. PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD - DE CARGAS
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

NECESIDADES

- 1.- MANTENIMIENTO
- 2.- REHABILITACION Y RECONSTRUCCION
- 3.- MODERNIZACION
- 4.- EXPANSION DE LA RED.

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--
LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y
DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PA
VIMENTO.

PROCEDIMIENTO

- 1.- EFECTUAR UNA EVALUACION DEL PAVIMENTO, INVESTIGANDO SU ESTADO, TIPOS DE FALLAS Y CAUSAS PROBABLES.
- 2.- DEFINIR SI LAS FALLAS SON ESTRUCTURALES, FUNCIONALES O DE -- FATIGA.
- 3.- DEFINIR ESPESORES PARA CADA CASO.
PROPONER ALTERNATIVAS.
- 4.- HACER UN ANALISIS DE PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO.
- 5.- HACER ANALISIS ECONOMICO
- 6.- ELEGIR LA MEJOR ALTERNATIVA.

EVALUACION

EVALUACION

METODO

PROCEDIMIENTO

CAPACIDAD
ESTRUCTURAL

CALAS Y
POZOS

INVESTIGACION DIRECTA POR
METODOS DESTRUCTIVOS

RESPUESTA
INMEDIATA
AL EFECTO
DE CARGAS

MEDIDAS DE
DEFLEXION

VIGA BENKELMAN
DEFLECTOGRAFO LACROIX
DINAFLECT
ROAD RATER
WEIS
DEFLECTOMETRO DE IMPACTO

COMPORTAMIENTO

HISTORIA DE
SERVICIABILIDAD

GRUPO CALIFICADOR
PERFILOMETRO CHLOE
PERFILOMETRO RRL
RUGOMETRO BPR
ROAD METER PCA, MAYS

DETERIORO
SUPERFICIAL

LEVANTAMIENTO
DE DAÑOS

INSPECCION-VISUAL
GERPHO

SEGURIDAD

RESISTENCIA AL
DERRAPAMIENTO

PENDULO
MEDIDOR ASTM E 274
SCRIM
MUMETER

COSTOS

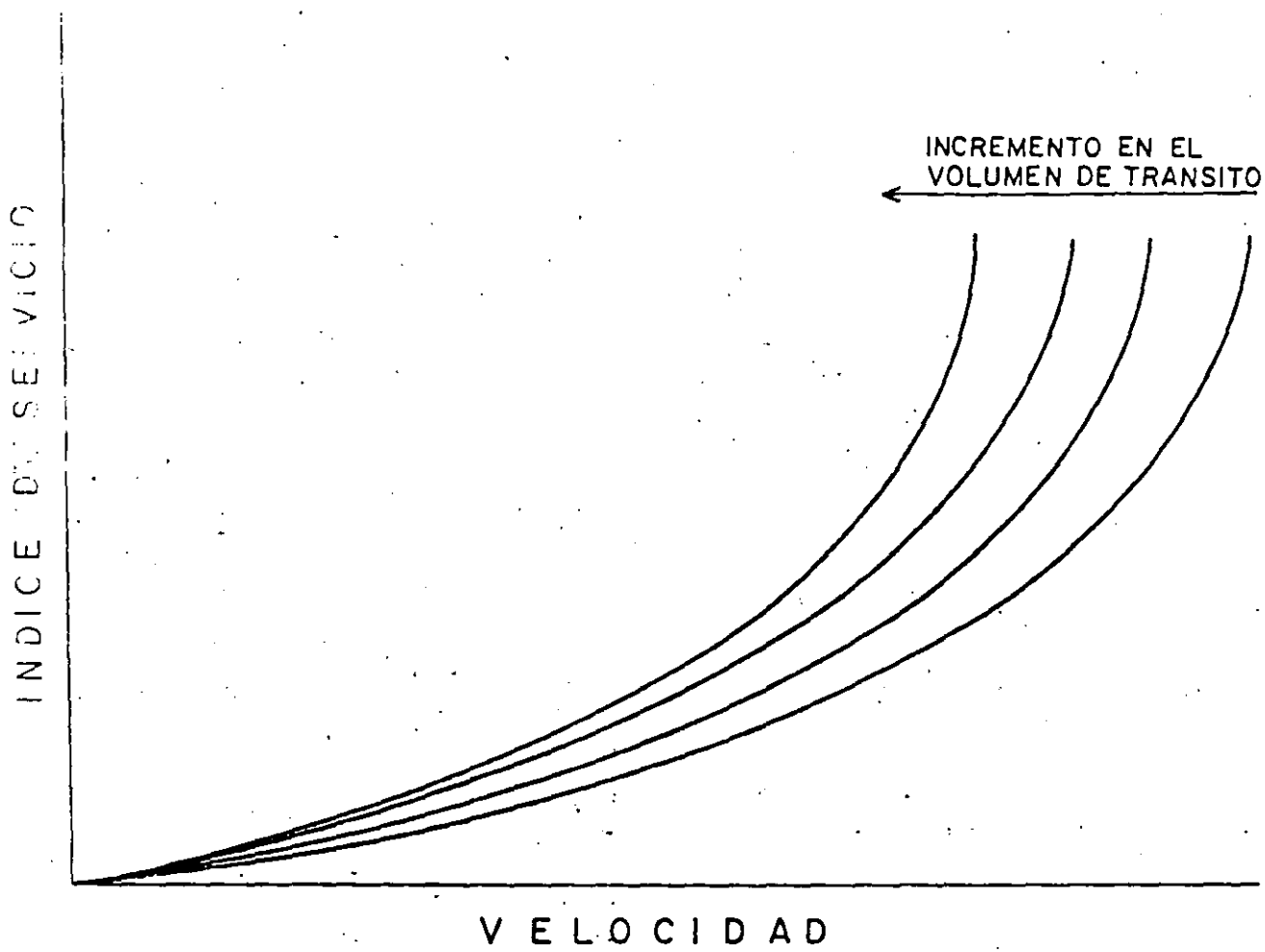
REGISTRO DE COSTOS
DE MANTENIMIENTO
Y OPERACION

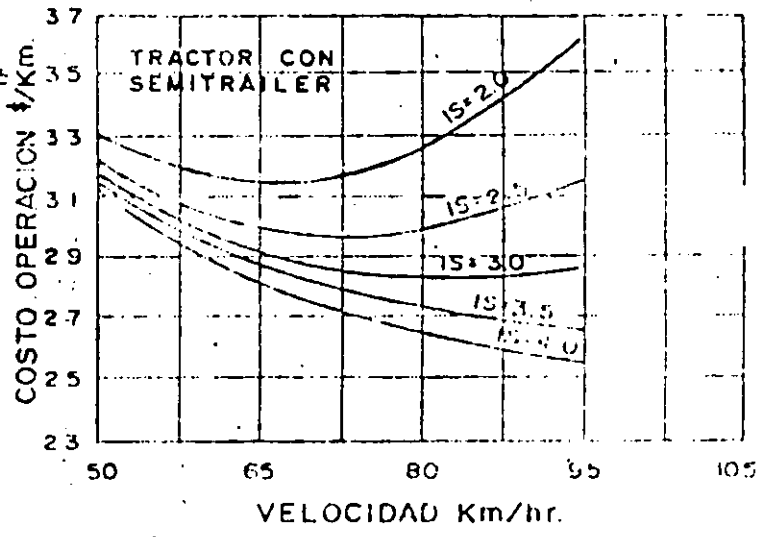
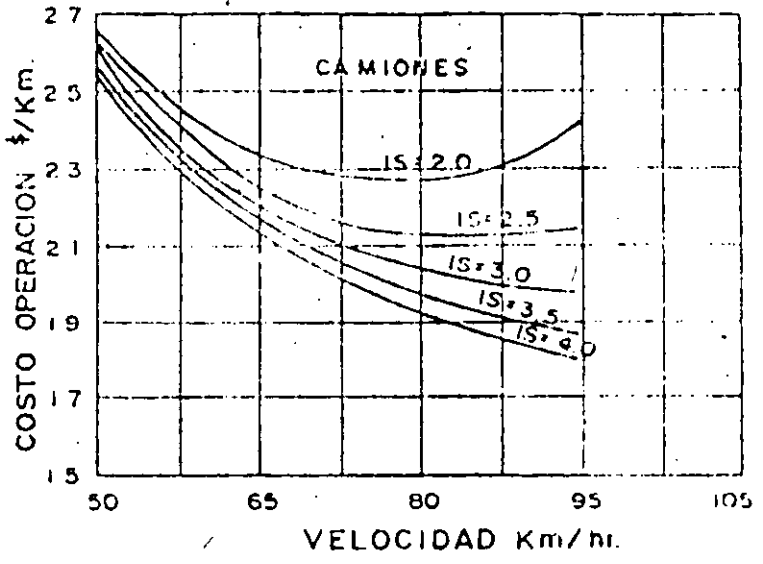
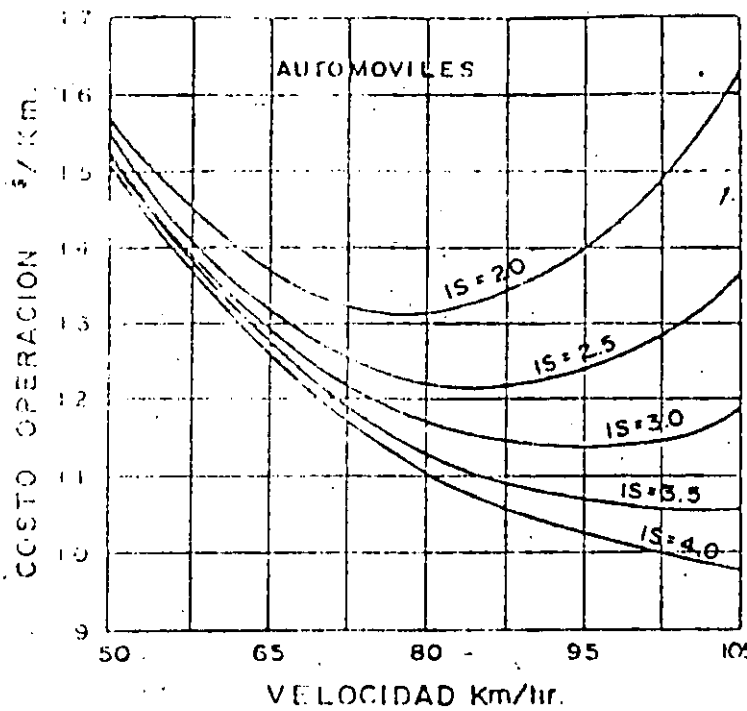
INFORMACION PROVENIENTE
DEL ORGANISMO RESPONSABLE

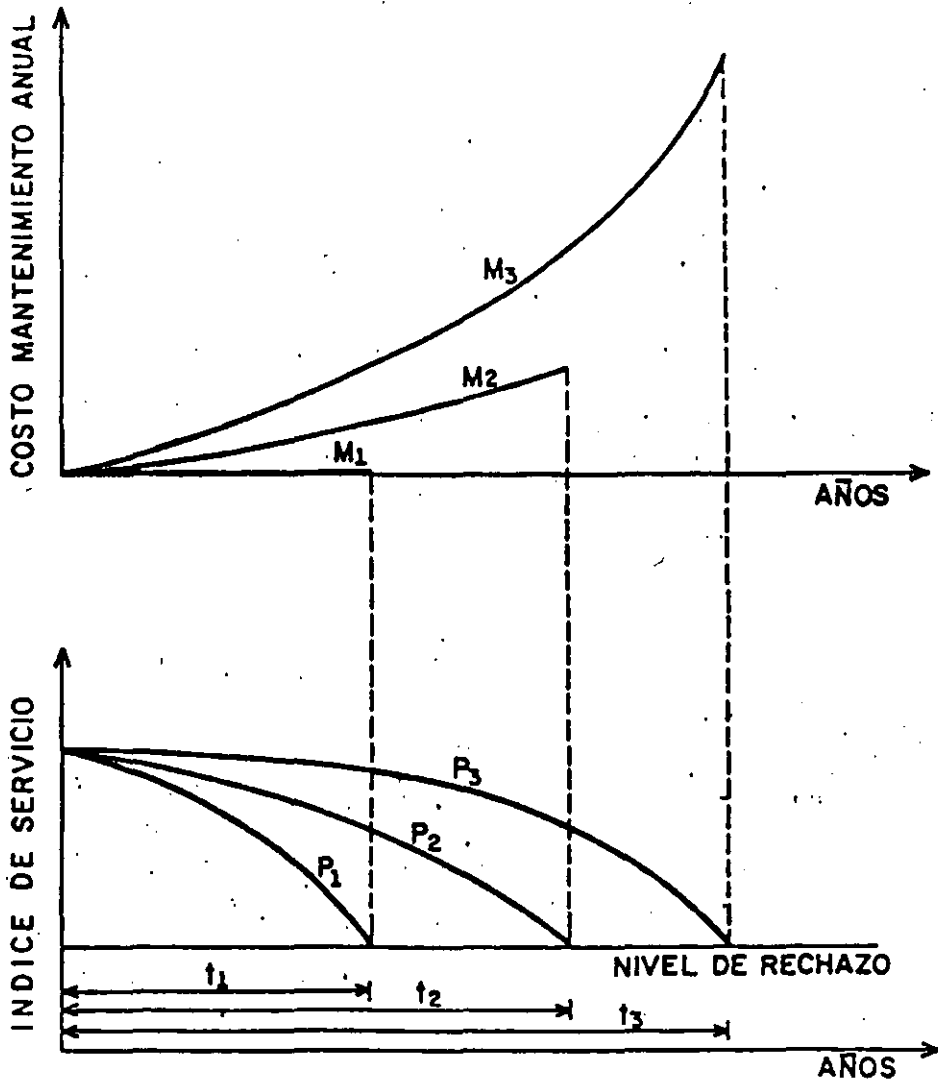
APARIENCIA

OPINION

INSPECCION VISUAL







COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO COMO
 FUNCION DEL NIVEL DE MANTENIMIENTO

8

SOLUCIONES

- INVESTIGACION DE NUEVAS TÉCNICAS DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y USO DE NUEVOS PRODUCTOS.
- MEJORAR LAS HERRAMIENTAS MATEMÁTICAS, Y TÉCNICAS DE INVESTIGACION DE COMPORTAMIENTO.

CARACTERISTICAS DE EQUIPO DE EVALUACION

- COSTO
- OPERACION
- CONSERVACION
- VALOR DE RESCATE
- PRECISION
- RAPIDEZ DE OPERACION
- ESTANDARIZACION Y CALIBRACION
- TIPO DE REGISTRO DE DATOS

TABLA I - 1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO

Aeropuerto: _____

Elemento: _____

Observador: _____

Fecha: _____

0: Ninguna 1: Menor 2: Moderada 3: Mayor 4: Severa	TIPO GRIETA	Longitudinal.																			
		Transversal.																			
		Escamosa o Costrosa.																			
		En Esquina.																			
		En Orilla																			
		Astillamiento o Desconchamiento.																			
		Desintegración del Concreto.																			
		Hundimientos Diferenciales																			
		Bombeo																			
				Losas que se botan																	
10 } Mu / Bien 9 } A		Perdida del sello de la junta.																			
		Grietas sin Sellar.																			
8 } Bien 7 } B		Cortes en el Pavimento																			
		Parches																			
6 } Regular 5 } C		Reconstrucción Localizada.																			
		Rugosidad Superficial																			
4 } Pobre 3 } D		Drenaje Superficial.																			
		Sub drenaje.																			
2 } Muy Pobre 1 } E		Condiciones Generales																			
		Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.																			
0 }		Defectos en la Superficie																			
		Acumulación de Caucho.																			
		Trabajos Requeridos																			

Observaciones Drenaje:

Observaciones:

14

MÉTODOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS

APLICACION

- RESTAURACION DE JUNTAS
- CALAFATEO DE GRIETAS

MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR

- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

RANURADO
REBAJADO
PRODUCTOS QUIMICOS

CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.

- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL

RESTITUIR ESTRUCTURA

- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUEZO DE CONCRETO HIDRAULICO

MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO. REFUEZO ESTRUCTURAL

- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION

ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE. MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO

APLICACION

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

RANURADO
REBAJADO
PRODUCTOS QUIMICOS

CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.

CALAFATEO

RELLENO DE GRIETAS

SLURRY SEAL
RIEGOS DE SELLO

CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.

- BACHEO SUPERFICIAL

CORREGIR FALLAS DE CARPETA.

PROFUNDO

CORREGIR AREAS DEBILES

- RENIVELACIONES

CORREGIR DEFORMACIONES

- RECICLADO

CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.

- SOBRECARPETA

REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.

- MODERNIZACIONES

ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.

- RECONSTRUCCION

ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO. 17

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

CRITERIOS

- 1.- MANTENIMIENTO NORMAL, PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- 2.- REFUERZO ESTRUCTURAL Y POR FATIGA.
- 3.- RECONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
- 4.- AMPLIACIONES LATERALES.
- 5.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO CUERPO, PARALELO AL ACTUAL O INDEPENDIENTE.
- 6.- NUEVOS CUERPOS LATERALES AL ACTUAL, EL CUAL SE DESTINA A CAPELLON.
- 7.- NUEVO TRAZO EN MODIFICACIONES.

BASES PARA ADOPCION DE CRITERIO

1.- DATOS DE PLANEACION

2.- DATOS DE PROYECTO GEOMETRICO

3.- DATOS DE TRANSITO Y COSTOS

4.- DATOS DE EVALUACION DE PAVIMENTO

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASPALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

- FUNCION

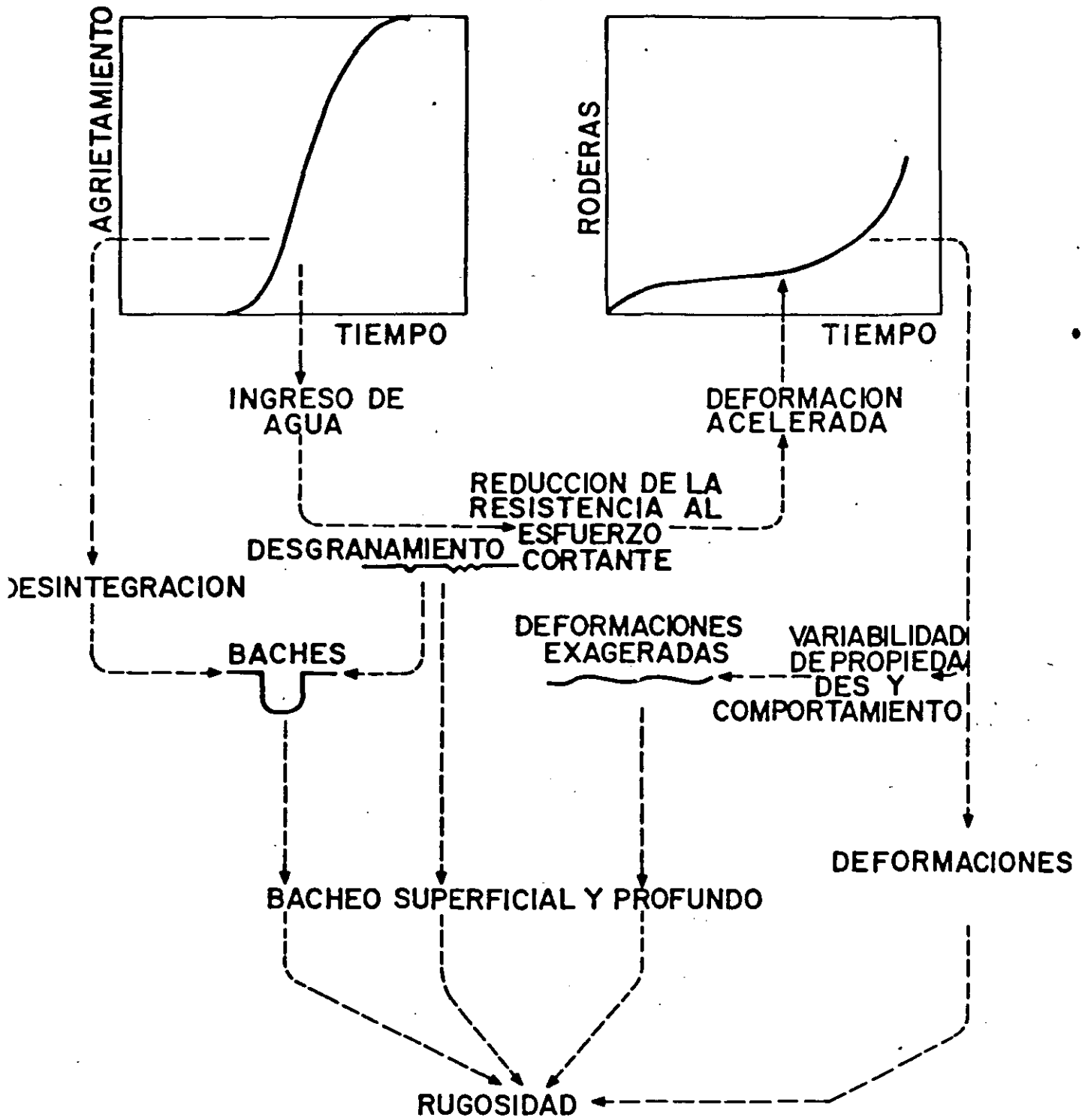
- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

- CARACTERISTICAS

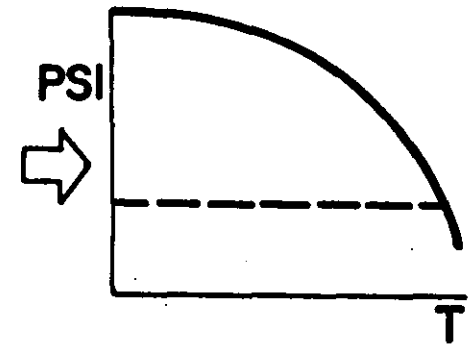
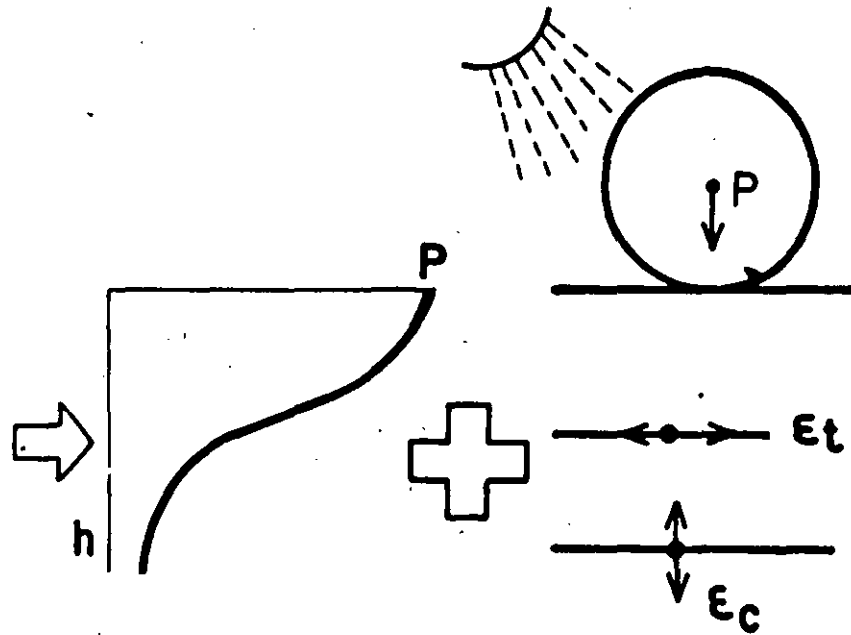
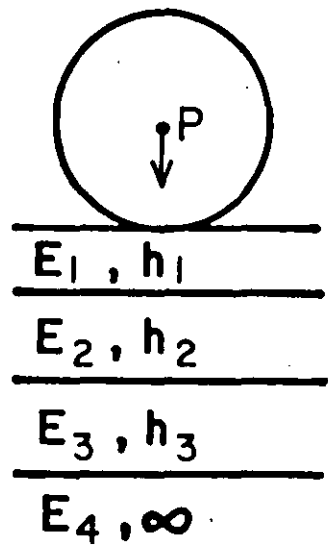
- ADECUADA
- OPORTUNA

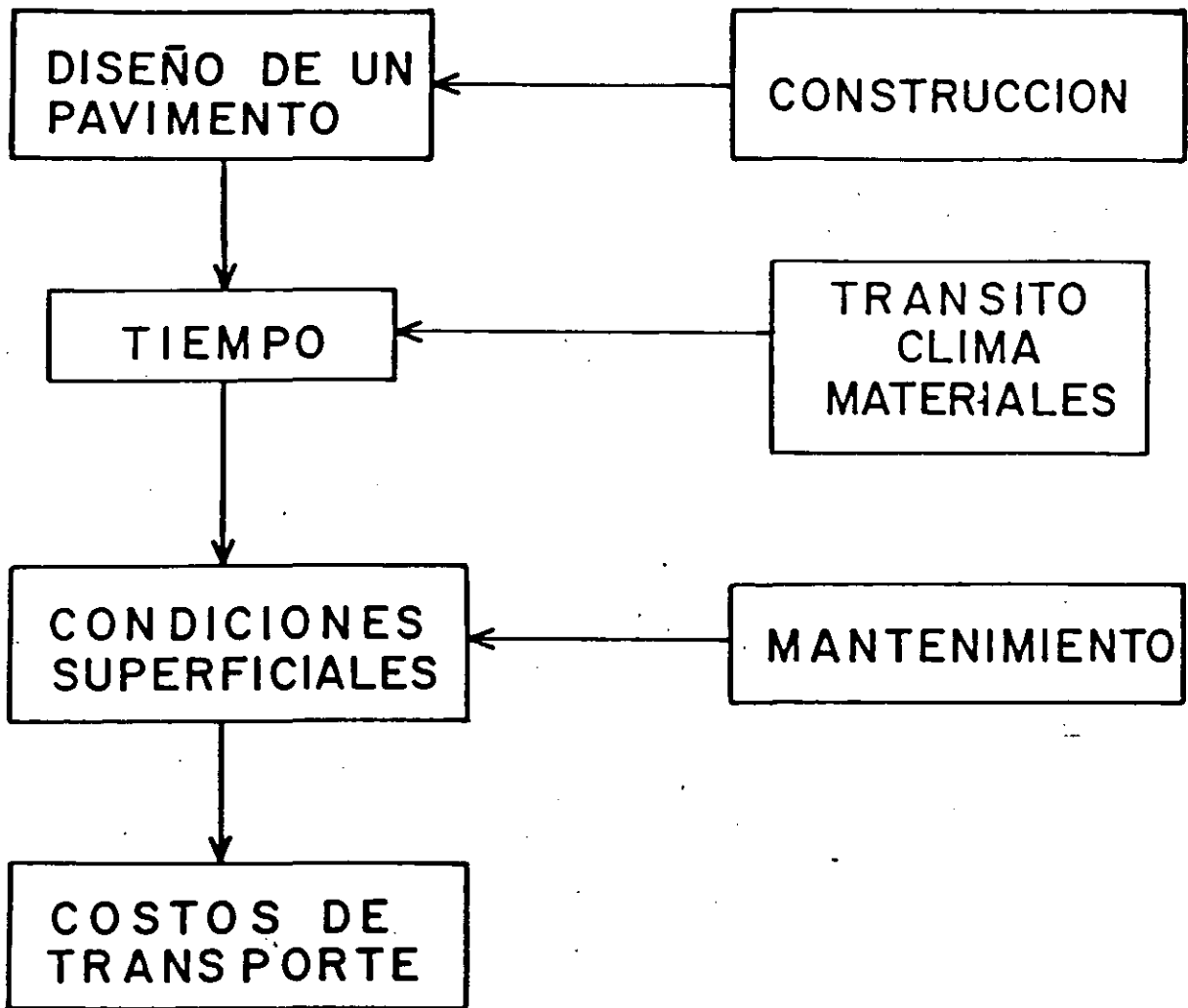
FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

<u>DETERIORO</u>	<u>CAUSA GENERAL</u>	<u>CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE</u>
AGRIETAMIENTO O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO (CARGAS EXCESIVAS)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	



MECANISMOS E INTERACCIONES DE LOS DETERIOROS





FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

RESPUESTA
PRIMARIA

(COMPORTAMIENTO)

DEFLEXION

ESFUERZO

DEFORMACION UNITARIA

DEFORMACION PERMANENTE

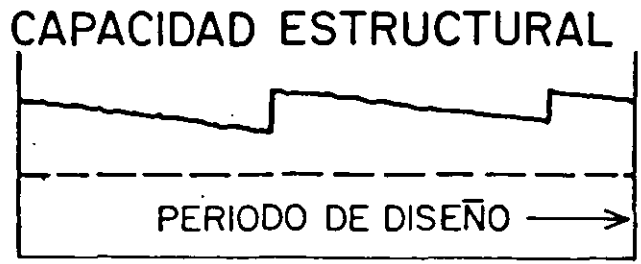
RESPUESTA
LIMITE

(DETERIORO)

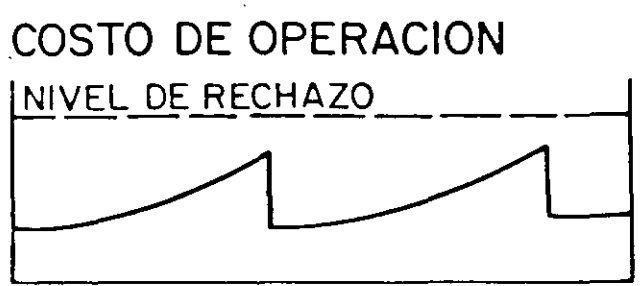
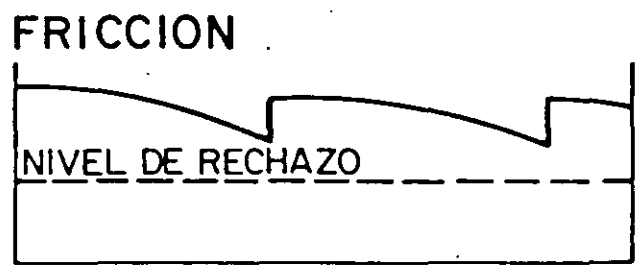
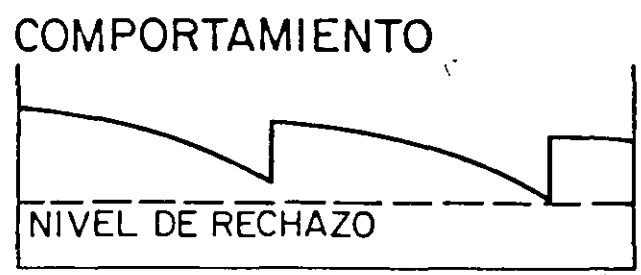
FRACTURA

DISTORSION

DESINTEGRACION



TIEMPO

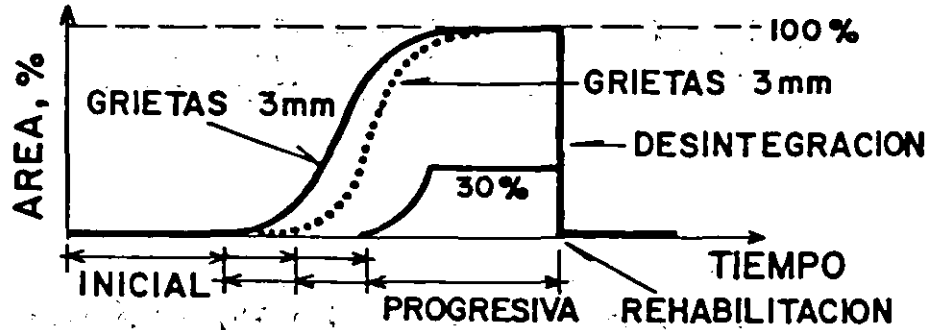


PARAMETROS
MEDIDOS AL
EVALUAR EL
PAVIMENTO

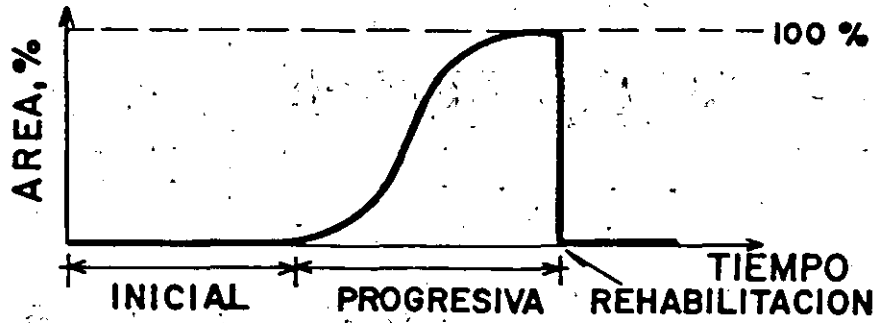
PARAMETROS
NECESARIOS
PARA EL ANA--
LISIS ECONOMICO

PARAMETROS DE EVALUACION DE PAVIMENTOS

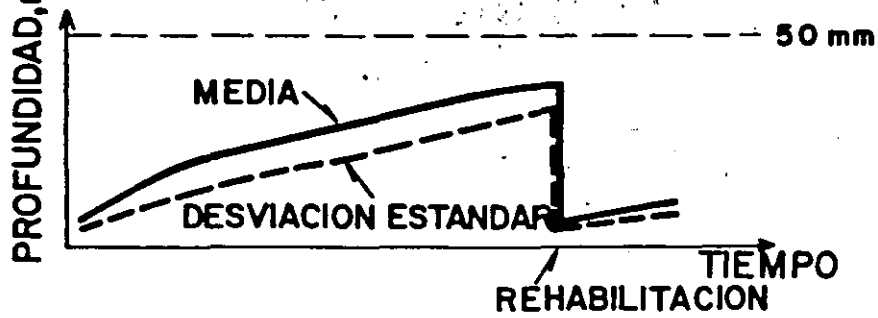
AGRIETAMIENTO Y DESINTEGRACION



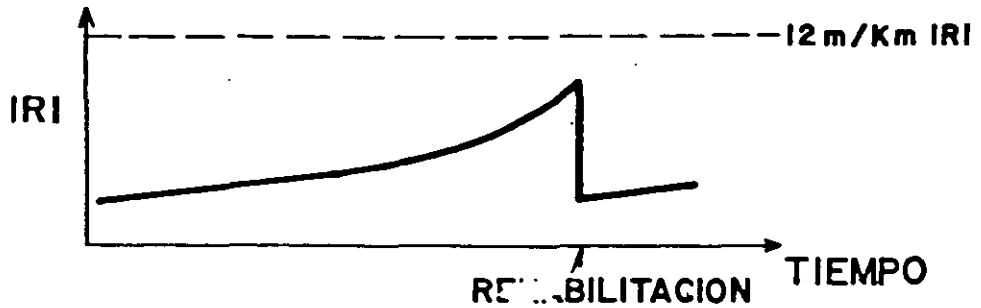
DESPRENDIMIENTO

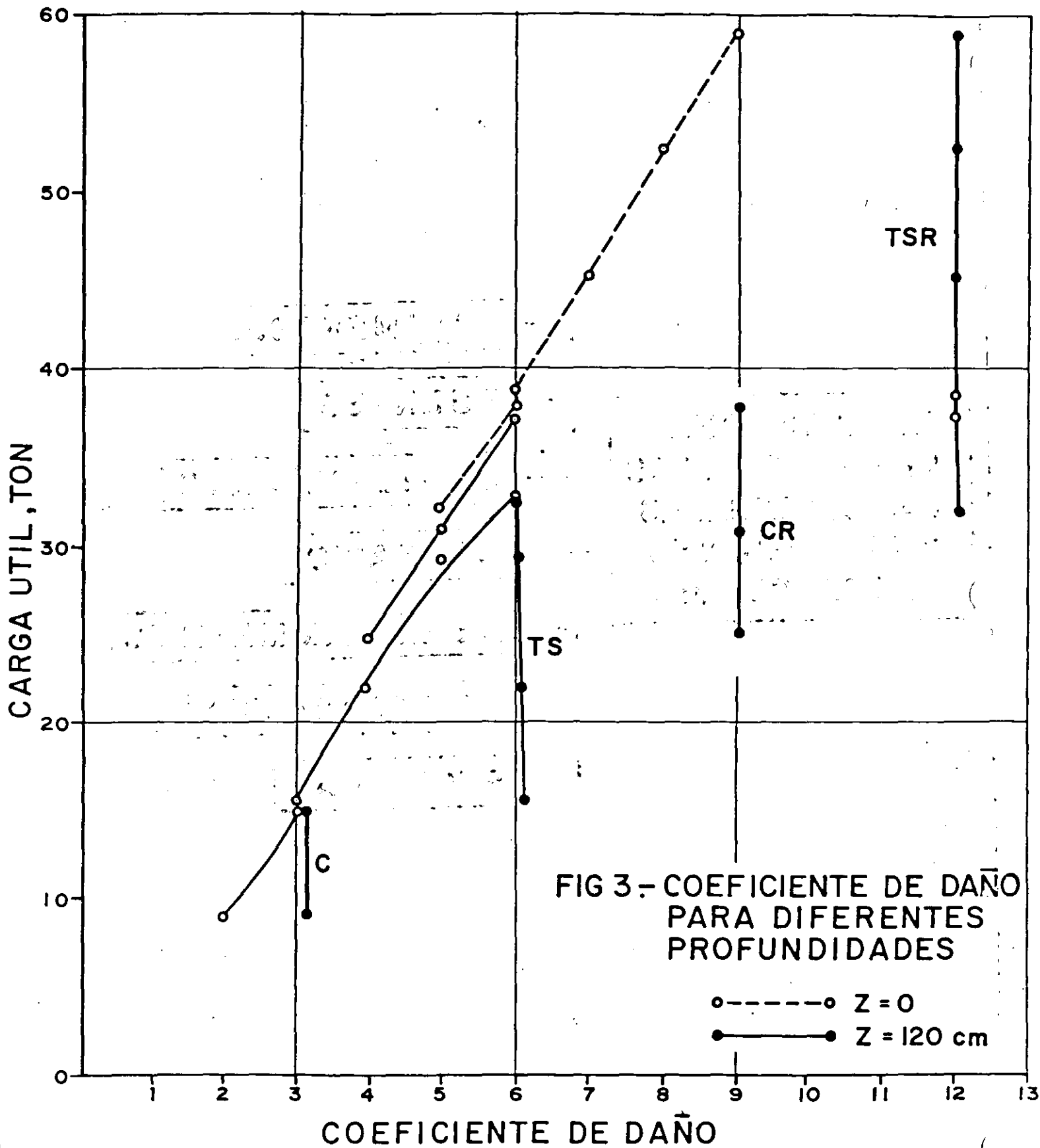


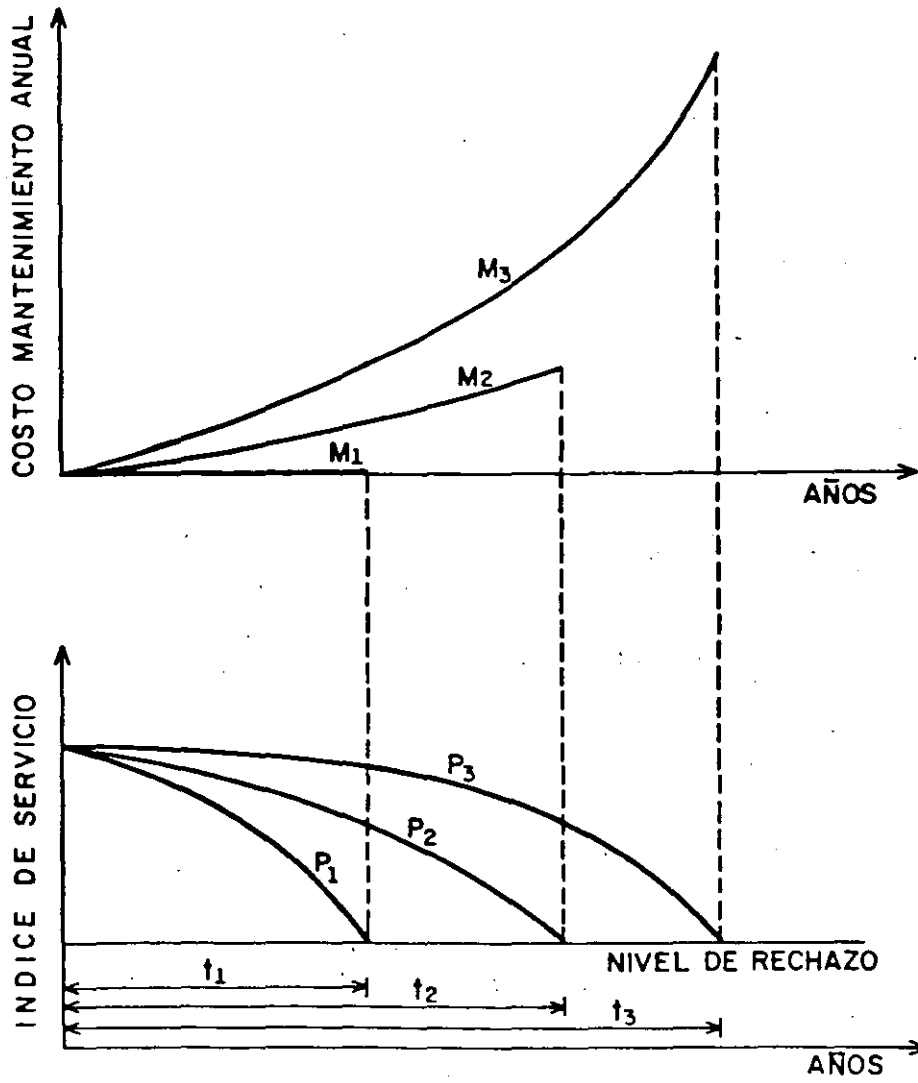
RODERAS



RUGOSIDAD







COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO COMO
 FUNCION DEL NIVEL DE MANTENIMIENTO

CAUSAS DE DETERIOROS
Y FALLAS

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

EFFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

DEFICIENCIAS EN EL DISEÑO

- . TRANSITO . EVALUACION INCORRECTA DEL TRANSITO INICIAL
 - . CAMBIOS E INCREMENTOS FUTUROS

- . MATERIALES. DETERMINACION INCORRECTA DE SUS CARACTERISTICAS:
 - . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
 - . MATERIALES POCO CONOCIDOS O MARGINALES

- . CLIMA Y MEDIO AMBIENTE. DATOS INSUFICIENTES O POCO CONFIABLES
 - . POCO CONOCIMIENTO DE SU INFLUENCIA EN EL COMPORTAMIENTO DE MATERIALES

- . OBRAS AUXILIARES Y COMPLEMENTARIAS. OMISION O INSUFICIENCIA

- . ESTRUCTURACION. CRITERIOS INADECUADOS

- . ESPECIFICACIONES. INSUFICIENTES O INADECUADAS

DEFICIENCIAS EN LOS MATERIALES

- . PROPIEDADES INTRINSECAS INADECUADAS
- . DESCONOCIMIENTO DE SU COMPORTAMIENTO
- . DEFICIENCIAS EN SU PROCESAMIENTO, MANEJO, TRATAMIENTO Y COLOCACION

DEFICIENCIAS DE CONSTRUCCION

- . EQUIPOS Y PROCESOS INADECUADOS
- . FALTA DE EXPERIENCIA EN EL MANEJO DE ALGUNOS MATERIALES
- . CALIDAD DE ACABADO INADECUADA
- . CONTROL DE CALIDAD DEFICIENTE

PRACTICAS DE CONSTRUCCION

- 1.- LIMITES Y TOLERANCIAS
ESPEORES
PROPIEDADES DE MATERIALES
CONTENIDOS DE ASFALTO O CEMENTO
INDICE DE RUGOSIDAD INICIAL
CONDICIONES CLIMATOLOGICAS
- 2.- MANEJO DEL TRANSITO
- 3.- FUENTES DE MATERIALES
- 4.- SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD

DEFICIENCIAS DE MANTENIMIENTO

. REZAGOS

. INOPORTUNO


. INSUFICIENTE

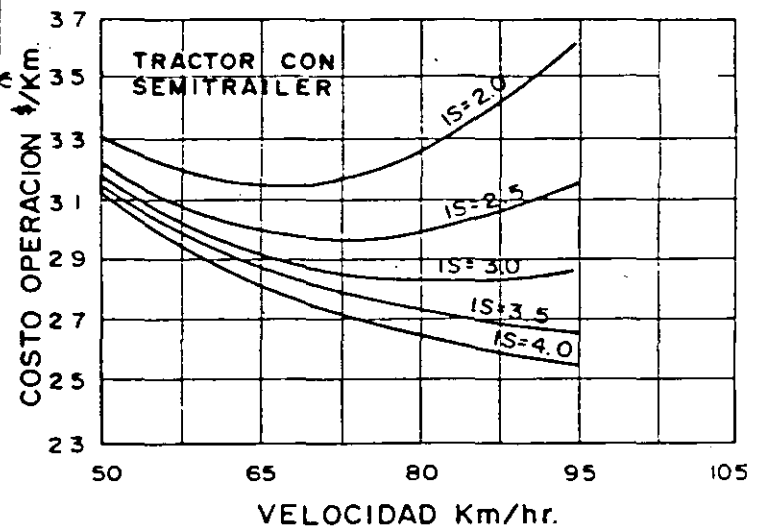
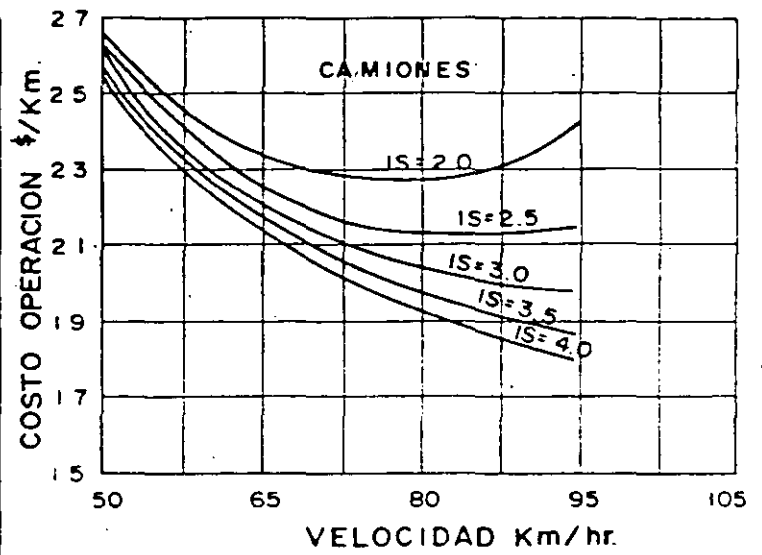
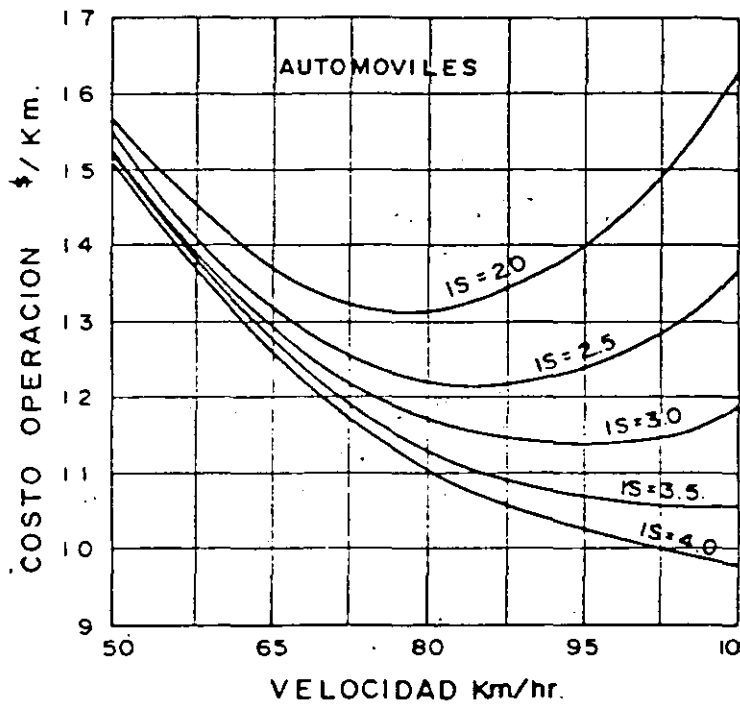
EFECTOS DEL TIEMPO, MEDIO AMBIENTE, ETC.

(NO RELACIONADOS CON EL TRANSITO)

- . ENVEJECIMIENTO
- . CONTAMINACION
- . DEGRADACION
- . SATURACION
- . OXIDACION
- . VARIACIONES VOLUMETRICAS
- . REFLEXION DE GRIETAS, JUNTAS, ETC.
- . REDUCCION DE LA RESISTENCIA A LA FRICCION

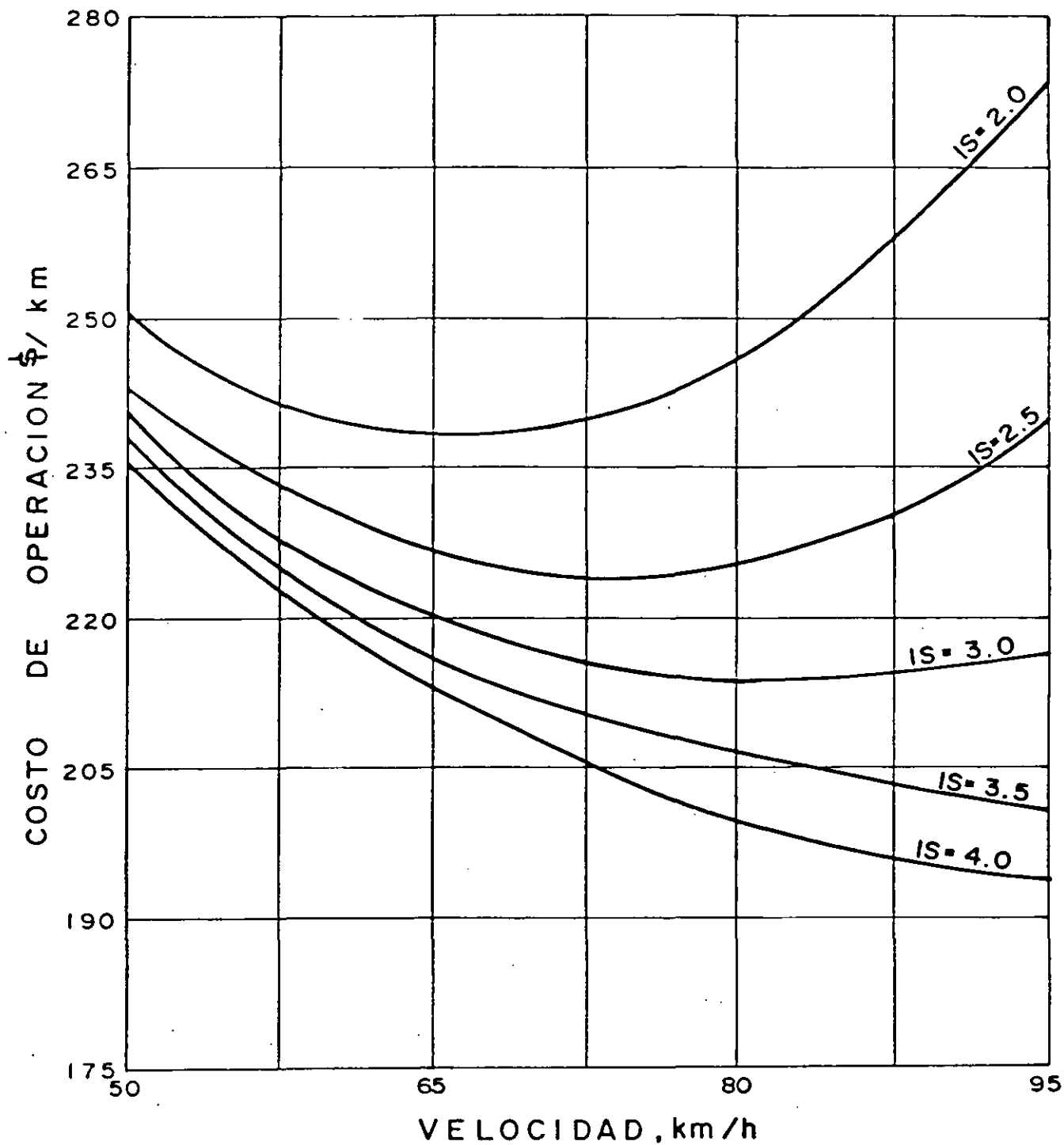
COSTOS

- COSTO INICIAL
 - COSTO DE MANTENIMIENTO Y REHABILITACION
 - COSTO DE OPERACION
- 
- VEHICULO
 - DEMORAS
 - ACCIDENTES
 - INCOMODIDAD



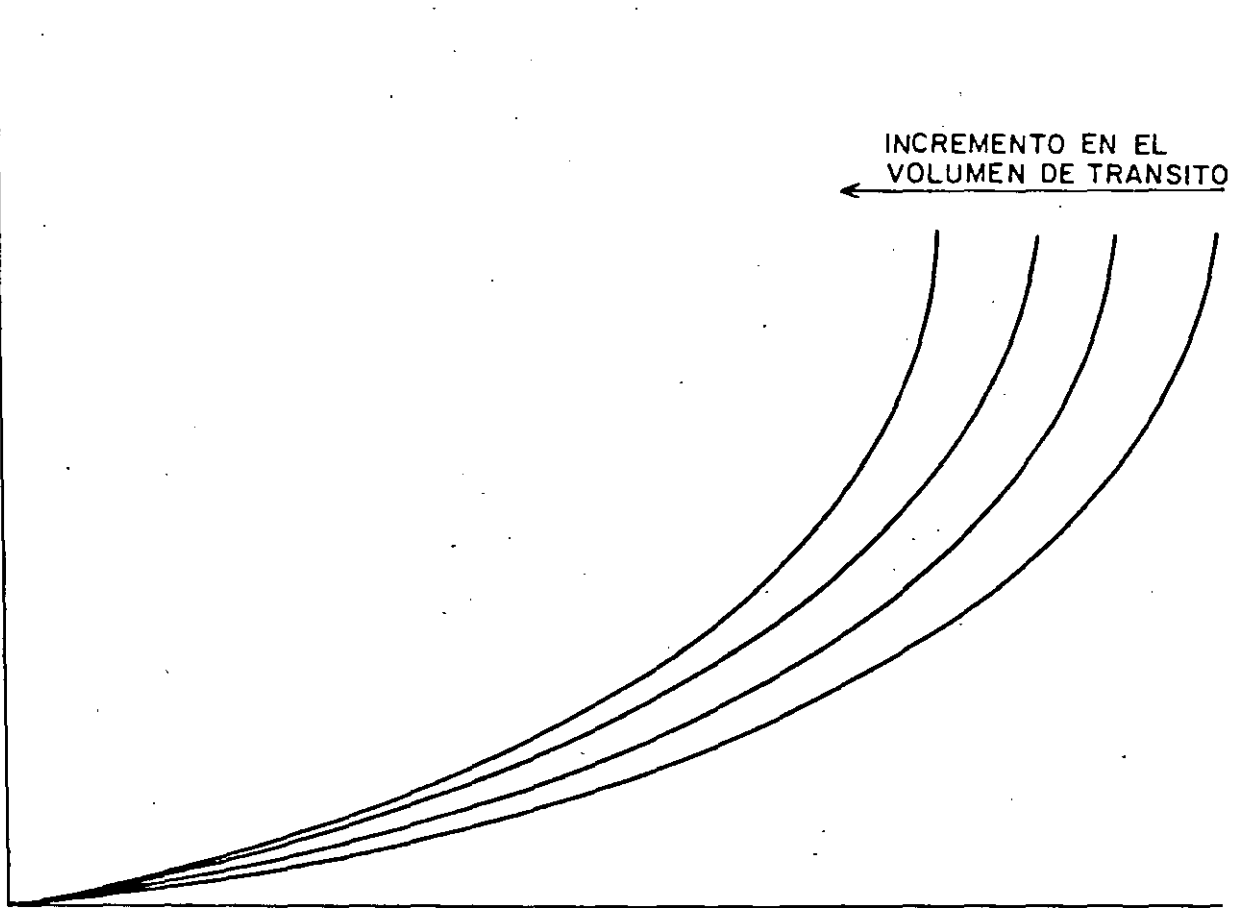
CARACTERISTICAS DEL PAVIMENTO QUE AFECTAN
LOS COSTOS DE OPERACION

- 1.- RUGOSIDAD
- 2.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 3.- COLOR
- 4.- APARIENCIA
- 5.- REFLEXION DE LA LUZ



COSTO DE OPERACION DE UN TRACTOR
 CON SEMIRREMOLQUE PARA DIFERENTES
 VALORES DE INDICE DE SERVICIO

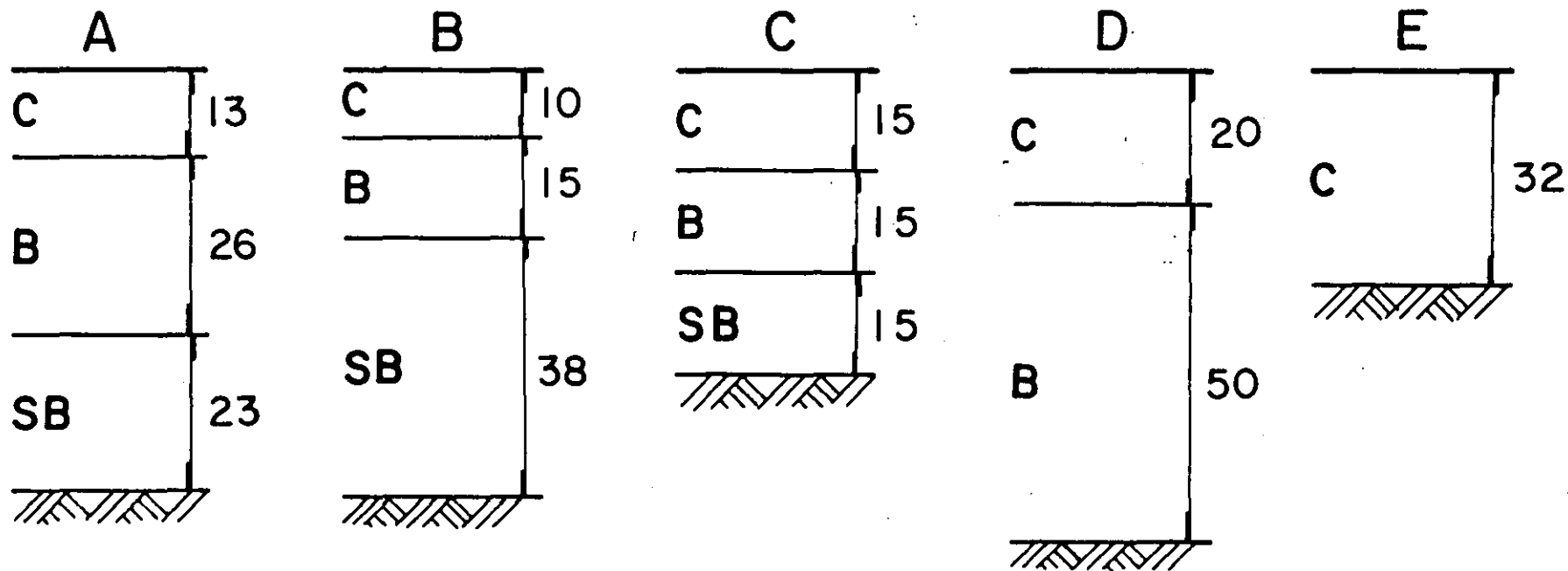
INDICE DE SERVICIO



INCREMENTO EN EL
VOLUMEN DE TRANSITO

VELOCIDAD

DISEÑOS



C = CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

B = BASE HIDRAULICA

SB = SUBBASE

ESPESOR DE GRAVA EQUIVALENTE ,(cm)

66

61

56

71

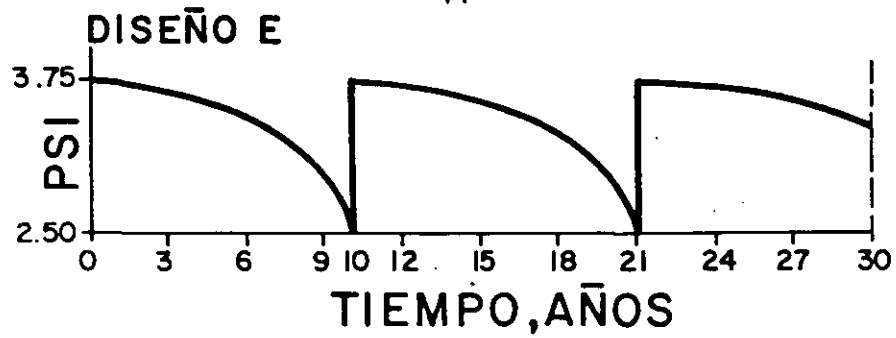
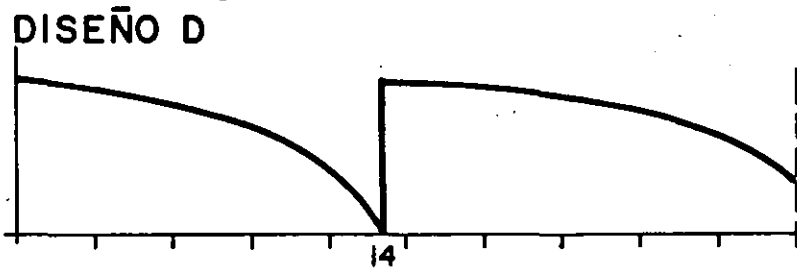
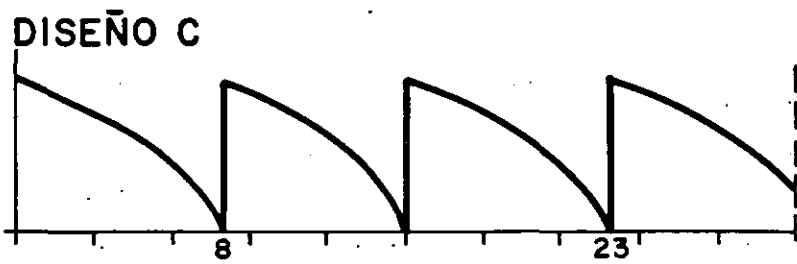
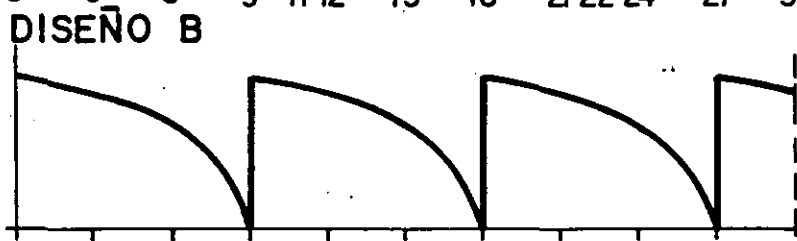
64

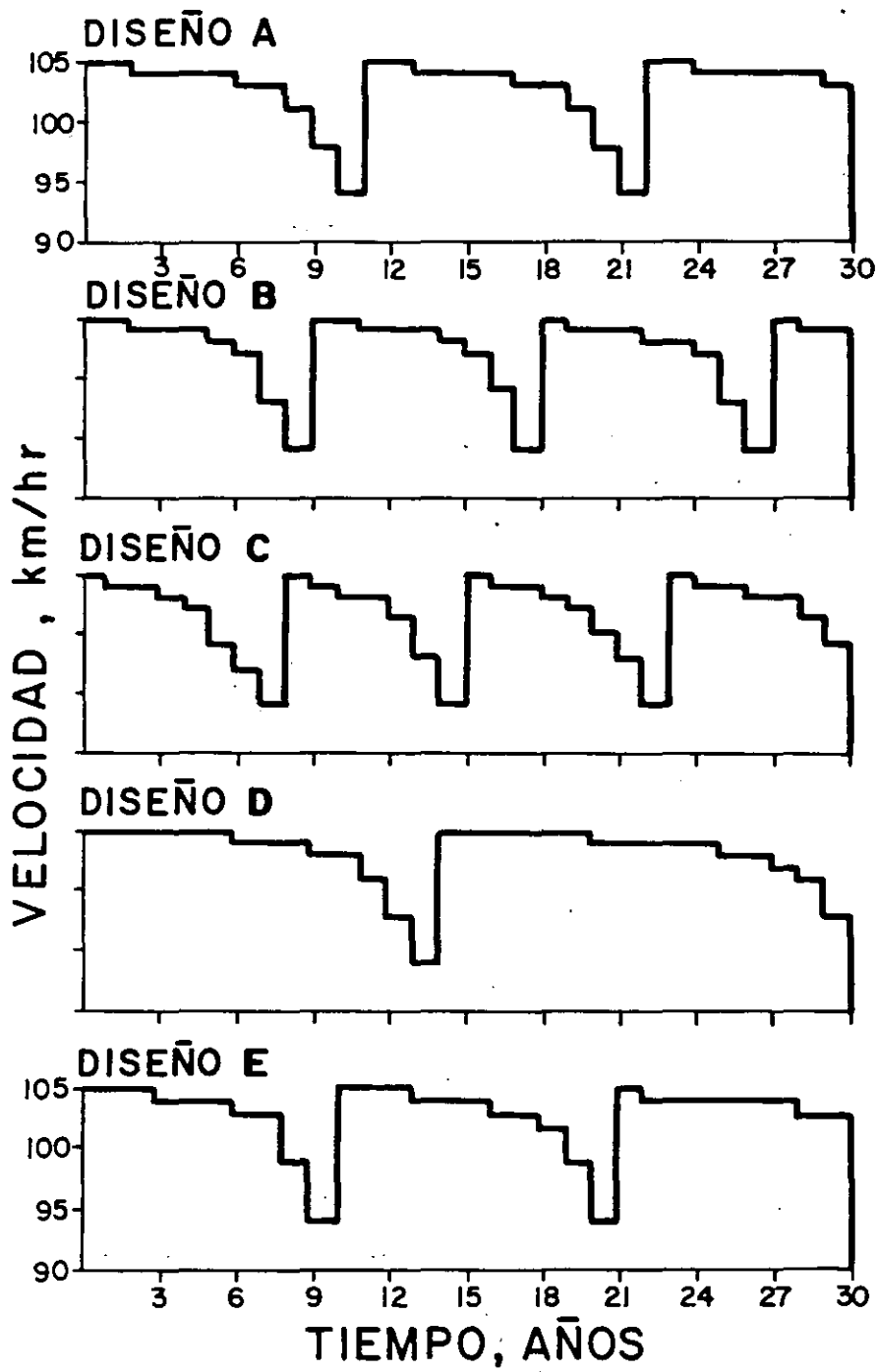
TDPA = 10 000

TASA INCREMENTO = 5 %

PERIODO DE DISEÑO = 30 AÑOS

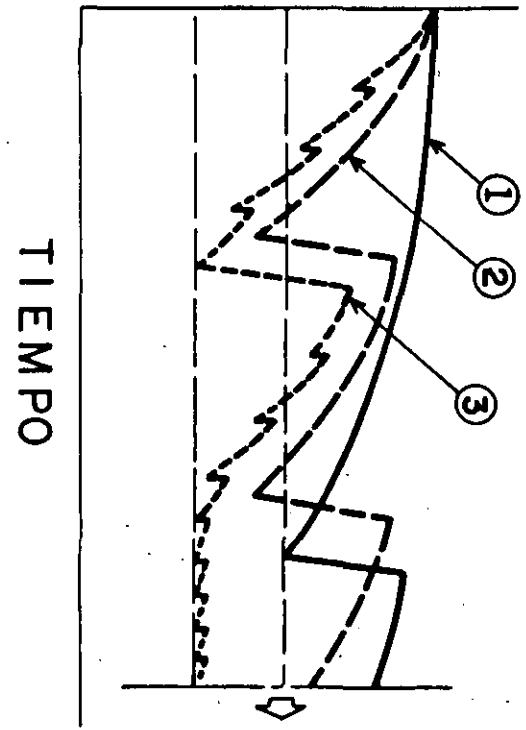
CUATRO CARRILES





ESTRATEGIAS

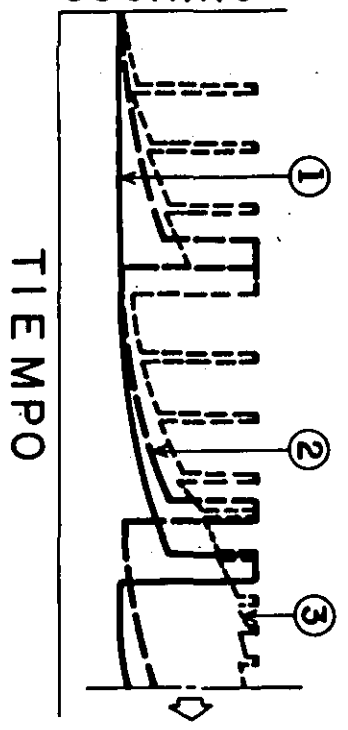
INDICE DE SERVICIO



COMPORTAMIENTO

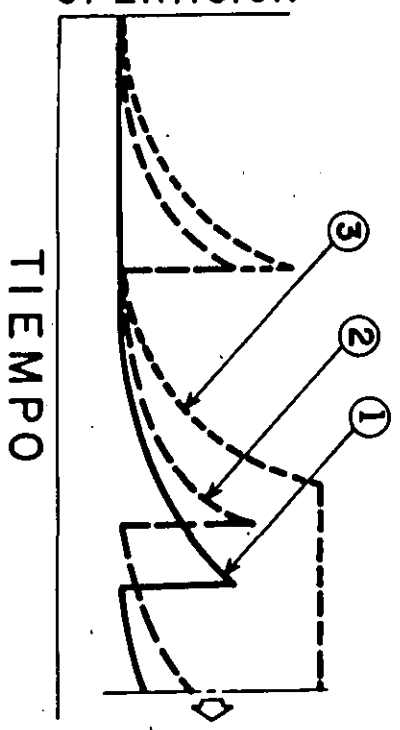
ESTRATEGIAS

COSTOS DE VIAJE DEL USUARIO



ESTRATEGIAS

COSTOS DE OPERACION

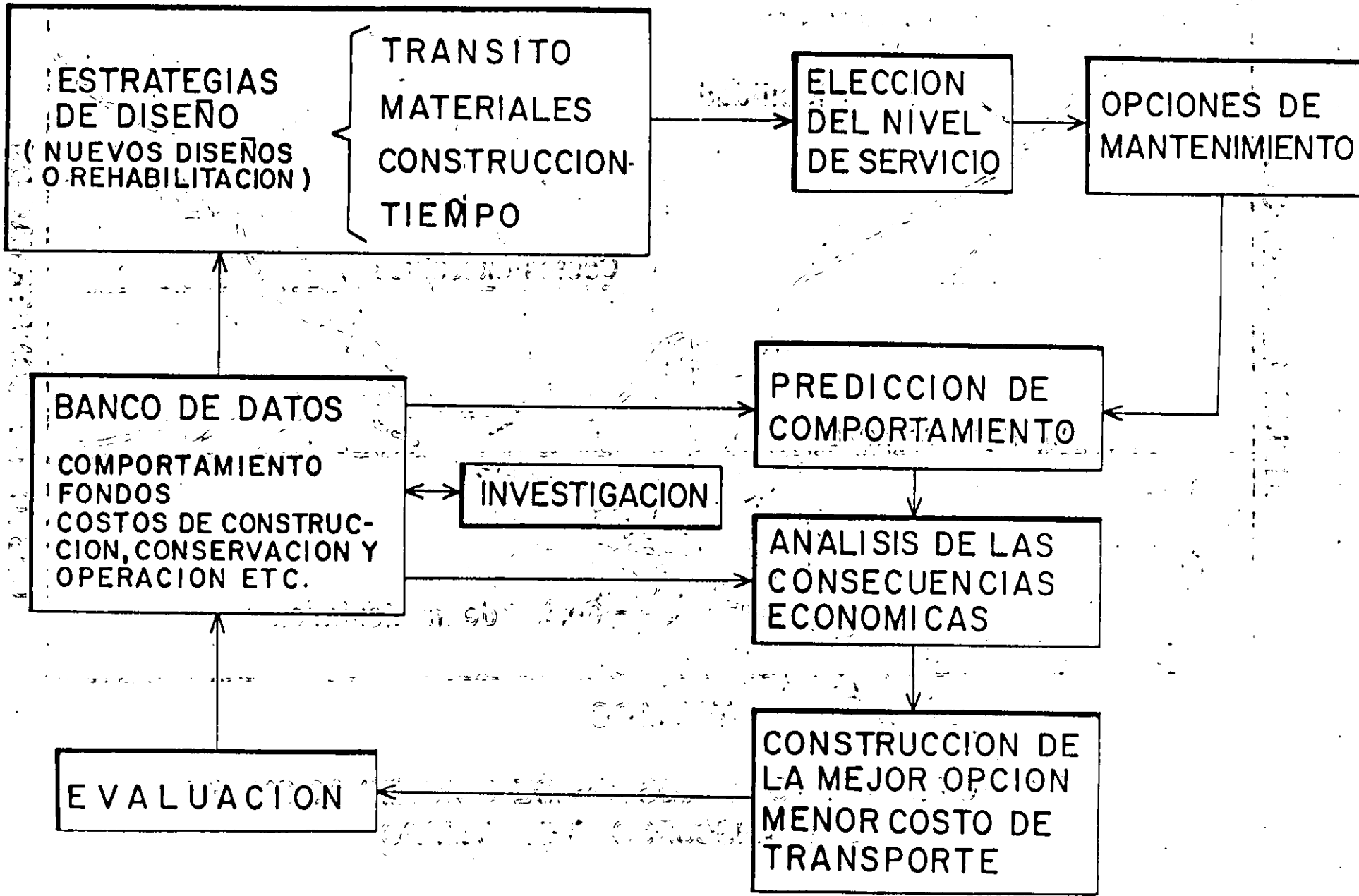


IMPLICACIONES EN COSTOS DEL USUARIO

RESUMEN DE COSTOS \$/KM (x1000)

DISEÑO	COSTO INICIAL	COSTO SOBRE CARPETA	SUBTOTAL	COSTO MANTE NIMIENTO	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION DURANTE - SOBRECARGAS	SUBTOTAL	VALOR DE RESCATE	SUBTOTAL	COSTO DE OPERACION	TOTAL
A	232,950	49,300	282,250	35,100	317,500	5,100	322,450	13,550	308,900	92,950	401,850
B	203,950	70,450	274,400	31,400	305,000	10,300	316,100	15,100	301,000	108,900	409,900
C	198,600	81,300	279,900	27,500	307,400	7,100	314,500	16,300	298,200	140,050	438,250
D	259,350	27,300	296,950	41,400	338,350	1,450	339,800	13,100	326,700	64,350	391,050
E	244,850	52,750	297,600	34,300	331,900	4,550	336,450	17,200	319,250	83,750	403,000

COSTO MINIMO



PROBLEMAS DE LAS CARRETERAS NACIONALES

- 1.- PAVIMENTOS ANTIGUOS, QUE HAN LLEGADO AL FIN DE SU VIDA UTIL.
- 2.- DISEÑOS INADECUADOS, EN CUANTO A ESPESORES Y CALIDAD DE MATERIALES.
- 3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS Y DE CONTROL DE CALIDAD INADECUADOS.
- 4.- INCREMENTO SUSTANCIAL DEL TRANSITO, EN VOLUMEN Y MAGNITUD DE CARGAS
- 5.- CONSERVACION INADECUADA.
- 6.- NECESIDAD DE UN MEJOR APROVECHAMIENTO DE RECURSOS.

PROBLEMATICA ACTUAL

- 1.- INFLACION
- 2.- MAYOR COSTO DE ENERGETICOS
- 3.- MAYOR COSTO DE UNIDADES Y REFACCIONES
- 4.- INSUFICIENCIA DE RECURSOS FINANCIEROS
PARA MANTENIMIENTO, RECONSTRUCCION,
MODERNIZACION Y EXPANSION

ESTADO DE LA RED

25% DE LA RED EN PESIMAS O MALAS CONDICIONES

25% EN CONDICIONES REGULARES

25% EN BUENAS CONDICIONES

RED ACTUAL [6.6 x 10⁶ VEHICULOS, 25% PESADOS]

1 000 KM. AUTOPISTAS

43 000 KM. CARRETERAS FEDERALES

43 000 KM. CARRETERAS ESTATALES

85 000 KM. CAMINOS RURALES

43 000 KM. BRECHAS MEJORADAS

215 000 KM.

= 68 000 KM. PAVIMENTADOS, 300 x 10⁶ TON. [76%]
1950 x 10⁶ PASAJEROS [97%].

TEMAS DE INVESTIGACION

1.- CONTAMINACION DEL AIRE

2.- COSTOS Y CONSUMOS DE ENERGIA

3.- OPTIMIZACION DE EQUIPOS, ANALISIS DE RENDIMIENTOS

4.- DESARROLLO DE AGENTES REJUVENECEDORES

5.- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS APROPIADOS DE CONTROL DE CALIDAD

6.- PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO SOBRE TECNICAS DE CONSTRUCCION

7.- RELACION DE LOS METODOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION CON LAS TECNICAS DE CONSERVACION

8.- EMPLEO DE NUEVOS MATERIALES Y PRODUCTOS

SOLUCIONES

- INVESTIGACION DE NUEVAS TÉCNICA DE PROYECTO, CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- CONOCIMIENTO DE COMPORTAMIENTO DE MATERIALES Y USO DE NUEVOS PRODUCTOS.
- MEJORAR LAS HERRAMIENTAS MATEMATICAS Y TECNICAS DE INVESTIGACION DE COMPORTAMIENTO.

SISTEMA DE ADMINISTRACION DE PAVIMENTOS
P.M.S. (PAVEMENT MANAGEMENT SYSTEMS)

ES UN PROCEDIMIENTO SISTEMATICO Y CONSISTENTE PARA PROGRAMAR EL MANTENIMIENTO Y REHABILITACION DE LOS PAVIMENTOS, BASADO EN UN ENFOQUE QUE MAXIMICE LOS BENEFICIOS Y MINIMICE LOS COSTOS.

EL RETO DEL PMS RADICA EN CUANTIFICAR Y ACUMULAR LA INFORMACION NECESARIA PARA ESTABLECER RECOMENDACIONES ESPECIFICAS -- QUE TRADUCIDAS EN ACCIONES PERMITAN MANTENER UNA RED EN CONDICIONES DE SERVICIO ACEPTABLES, DENTRO DE LAS POSIBILIDADES PRESUPUESTALES.

LA SOLUCION DE ESTE DESAFIO REQUIERE NO SOLO DE LA PREPARACION Y EXPERIENCIA DE LOS INGENIEROS DE PAVIMENTOS SINO TAMBIEN DEL CONCURSO DE EXPERTOS EN ESTADISTICA, PROBABILIDADES, MODELADO E INVESTIGACION DE OPERACIONES.

UN INVENTARIO DE DATOS QUE RESUMA EL ESTADO DEL PAVIMENTO DE LOS DIVERSOS CAMINOS NO ES EN SI UN PMS.

EL PMS REPRESENTA UN CONCEPTO INNOVADOR (1970) QUE SUPERA-PROCEDIMIENTOS VICIADOS EN DONDE EL INGENIERO TOMA DECISIONES PARA CONSERVAR Y REHABILITAR EL PAVIMENTO, EN BASE A SU ASPECTO Y-A EVALUACIONES DE CARACTER SUBJETIVO.

MAS RECIENTEMENTE EL INGENIERO SE HA VENIDO APOYANDO EN --EVALUACIONES DE CARACTER ESTRUCTURAL PARA DETERMINAR LOS REQUERI-MIENTOS DE SOBRE CARPETAS Y/O DE RECONSTRUCCIONES, AJUSTADAS A--LAS LIMITACIONES PRESUPUESTALES.

SIN EMBARGO ESTOS PROCEDIMIENTOS TIENEN LIMITACIONES SEVERAS:

- TIENDEN A CONSIDERAR LAS NECESIDADES DE PROYECTOS INDIVIDUALES Y NO DE LA RED TOTAL.
- SON ALTAMENTE SUCEPTIBLES A LAS PREFERENCIAS DEL PERSONAL Y --EXPERIENCIAS LIMITADAS DE QUIENES TOMAN LAS DECISIONES
- EL NUMERO DE ALTERNATIVAS CONSIDERADAS ES LIMITADO
- LOS DISEÑOS SE LIMITAN GENERALMENTE EN UN PERIODO FIJO
- EL COSTO DE LOS USARIOS NO SE CONSIDERA
- LAS POLITICAS POR INCONSISTENTES SE PUEDEN AFECTAR CON EL CAM-BIO DE PERSONAL.
- EL MANTENIMIENTO PREVENTIVO ES DE EVALUACION DIFICIL
- LA INCERTIDUMBRES DE COMPORTAMIENTO SON IGNORADAS.

DOS CONDICIONES ENFATIZAN LA NECESIDAD DEL PMS

- EL INCREMENTO DEL KILOMETRAJE DE LOS PAVIMENTOS CON 15 A 25 AÑOS DE EDAD.
- LAS SEVERAS RESTRICCIONES PRESUPUESTALES PARA MANTENER Y REHABILITAR LOS PAVIMENTOS.
- PRIORITIZACION (NIVEL 1)
- IDENTIFICACION DEL TIPO DE REPARACION EN LOS TRAMOS PRIORITARIOS CONSTITUYE EL SIGUIENTE PASO (NIVEL 2)
- OPTIMIZACION (NIVEL 3)

EVALUACION DEL PAVIMENTO COMO PARTE DEL PMS

LA EVALUACION PROPORCIONA INFORMACION TANTO AL NIVEL DE PLANEACION PARA ESTIMAR DEFICIENCIAS DE LA RED EN SU CONJUNTO, COMO A NIVEL DISEÑO EN EL DESARROLLO DE LOS ANALISIS DETALLADOS.

TODAS LAS AREAS DEL PMS DEBEN ESTAR INTERESADAS EN LOS PARAMETROS DEDUCIDOS DE LA EVALUACION DE UN PAVIMENTO, A EFECTO DE:

- 1.- OBTENER DATOS QUE PERMITAN VERIFICAR LAS PREDICCIONES DEL DISEÑO Y AJUSTARLAS DE SER NECESARIO.
- 2.- REPROGRAMAR LAS MEDIDAS DE REHABILITACION PREVISTAS A NIVEL DISEÑO
- 3.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR LOS MODELOS MISMOS - DE DISEÑO.
- 4.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO.
- 5.- PROPORCIONAR INFORMACION PARA ACTUALIZAR LOS PROGRAMAS AL NIVEL DE LA RED

POR CONSIGUIENTE SE CONVIERTE EN UNA DE LAS PARTES "CLAVES" DEL PMS.

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

CONSIDERACIONES BASICAS PARA SELEC
CIONAR EL METODO DE EVALUACION.

- 1.- IMPORTANCIA DEL COSTO INICIAL RESPECTO A LOS COSTOS DIFERIDOS
- 2.- COMPRESION DEL METODO Y SU MEJOR ADAPTACION A LAS NECESIDADES DEL ORGANISMO
- 3.- INCLUSION DE ANALISIS DE BENEFICIOS

CARACTERISTICAS DE EQUIPO DE EVALUACION

- COSTO
- OPERACION
- CONSERVACION
- VALOR DE RESCATE
- PRECISION
- RAPIDEZ DE OPERACION
- ESTANDARIZACION Y CALIBRACION
- TIPO DE REGISTRO DE DATOS

BASES PARA ADOPCION DE CRITERIO

- 1.- DATOS DE PLANEACION
- 2.- DATOS DE PROYECTO GEOMETRICO
- 3.- DATOS DE TRANSITO Y COSTOS
- 4.- DATOS DE EVALUACION DE PAVIMENTO

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION' Y DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PAVIMENTO.

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL

LA EVALUACION ESTRUCTURAL ES NECESARIA PARA JUZGAR LA CAPACIDAD PORTANTE DEL PAVIMENTO Y SU VIDA PREVISIBLE PARA EL TRANSITO ESPERADO. UN PAVIMENTO PUEDE REQUERIR DE UNA CAPA DELGADA PARA MEJORAR SU SERVICIABILIDAD O PUEDE ADEMAS REQUERIR UN REFUERZO POTENTE O EN DEFINITVA UNA RECONSTRUCCION. LA EVALUACION ESTRUCTURAL PROPORCIONA RESPUESTAS

M E T O D O S

DESTRUCTIVOS :

NO DESTRUCTIVOS

- 1.- MEDICIONES DE LA RESPUESTA A UNA CARGA ESTÁTICA O A UNA SOLA APLICACION DE CARGA LENTA
- 2.- RESPUESTA A UNA CARGA REPETIDA O DINAMICA
- 3.- RESPUESTA A UNA FUENTE CONTROLADA DE RADIACION

METODOS DISPONIBLES PARA DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

- TEORIAS MULTICAPA (BURMISTER, ODEMARK Y OTROS)
- ELEMENTO FINITO.

COMPARACION ENTRE PREDICCION Y MEDICIONES

- LAS DISCREPANCIAS NO SIEMPRE SE DEBEN A FALLAS EN LA TEORIA SINO A LAS SERIAS DIFICULTADES EN LA MEDICION DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES
- LA COMPARACION ENTRE AMBAS (TEORIA Y MEDICIONES) ESTA MUY INFLUIDA POR LA COMPLEJIDAD PARA MEDIR LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

METODOS PARA MEDIR LA RUGOSIDAD

- 1.- PERFILOMETRO CHLOE (SLOPE INDICATOR)
- 2.- RUGOMETRO TIPO BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR)
- 3.- PERFILOMETROS TIPO ROAD RESEARCH LABORATORY (RRL) O HVEEN
- 4.- MEDIDORES DE CARRETERAS TIPO (CAR ROAD METER), PCA Y MAYS

EVALUACION DEL PAVIMENTO EN CUANTO A SEGURIDAD

C O M P O N E N T E S:

- 1 - RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO (SKID RESISTANCE)
- 2 - FORMACION DE SURCOS, EN RELACION A LA ACUMULACION DE AGUA O NIEVE (PELIGRO DE ACUAPLANEO)
- 3 - REFLECTIBILIDAD DE LA LUZ
- 4 - LINEAS DE DEMARCACION
- 5 - PARTÍCULAS SUELTAS U OBJETOS EXTRAÑOS

EVALUACION DE DETERIOROS: CONDICIONES SUPERFICIALES

NO CONSTITUYEN EN SI UNA RESPUESTA DEL USUARIO, SE UTILIZA MAS BIEN POR ESTIMAR LAS MEDIDAS DE MANTENIMIENTO PARA PREVENIR EFECTOS ACELERADOS DE DETERIORO O PARA PLANEAR LA REHABILITACION QUE DEBE MEJORAR AL PAVIMENTO.

AUNQUE ES DIFERENTE DE LO QUE ES LA VALUACION DEL COMPORTAMIENTO, AMBOS TIPOS DE EVALUACION SON COMPLEMENTARIOS Y NECESARIOS PARA CONOCER O EVALUAR LOS REQUERIMIENTOS DEL PAVIMENTO.

(VER MODELOS DE REGISTROS)

EVALUACION

1 column

EVALUACION

METODO

PROCEDIMIENTO

CAPACIDAD
ESTRUCTURAL

CALAS Y
POZOS

INVESTIGACION DIRECTA POR
METODOS DESTRUCTIVOS

RESPUESTA
INMEDIATA
AL EFECTO
DE CARGAS

MEDIDAS DE
DEFLEXION

VIGA BENKELMAN
DEFLECTOGRAFO LACROIX
DINAFLECT
ROAD RATER
WEIS
DEFLECTOMETRO DE IMPACTO

COMPORTAMIENTO

HISTORIA DE
SERVICIABILIDAD

GRUPO CALIFICADOR
PERFILOMETRO CHLOE
PERFILOMETRO RRL
RUGOMETRO BPR
ROAD METER PCA, MAYS

DETERIORO
SUPERFICIAL

LEVANTAMIENTO
DE DAÑOS

INSPECCION VISUAL
GERPHO

SEGURIDAD

RESISTENCIA AL
DERRAPAMIENTO

PENDULO
MEDIDOR ASTM E 274
SCRIM
MUMETER

COSTOS

REGISTRO DE COSTOS
DE MANTENIMIENTO
Y OPERACION

INFORMACION PROVENIENTE
DEL ORGANISMO RESPONSABLE

APARIENCIA

OPINION

INSPECCION VISUAL

MODELO AASHO PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO
DE UN PAVIMENTO

$$GT = \beta (\text{LOG } W_T - \text{LOG } \rho) \quad \text{EC. BASICA ESTABLECIDA DEL TRAMO DE PRUEBA}$$

GT = FUNCION QUE RELACIONA LA PERDIDA DE SERVICIABILIDAD CON EL TIEMPO, T PARA UNA PERDIDA POTENCIAL DEL INDICE DE SERVICIO DE 1.5.

β = FUNCION DE DISEÑO QUE INFLUYE LA FORMA DE LA CURVA DE COMPORTAMIENTO.

= $0.40 + 1094 / (\text{SN} + 1)^{5.19}$, SEGUN TRAMO AASHO PARA CARGAS POR EJE SENCILLO DE 18000 LBS.

SN = NUMERO ESTRUCTURAL

WT = NUMERO DE APLICACIONES DE EJES AL TIEMPO T

ρ = FUNCION DE DISEÑO QUE DENOTA EL NUMERO DE APLICACIONES DE EJES PARA REDUCIR EL NIVEL DE SERVICIO AL NIVEL DE 1.5.

ECUACION FINAL:

$$\text{LOG } W_{T18} = 9.36 \cdot \text{LOG } (SN + 1) - 0.20 + \frac{\text{LOG}[(4.2 - P_T) / (4.2 - 1.5)]}{0.40 + 1094 / (SN + 1)^{5.19}} + \text{LOG } \frac{1}{R} + 0.372 (S_i - 3.0)$$

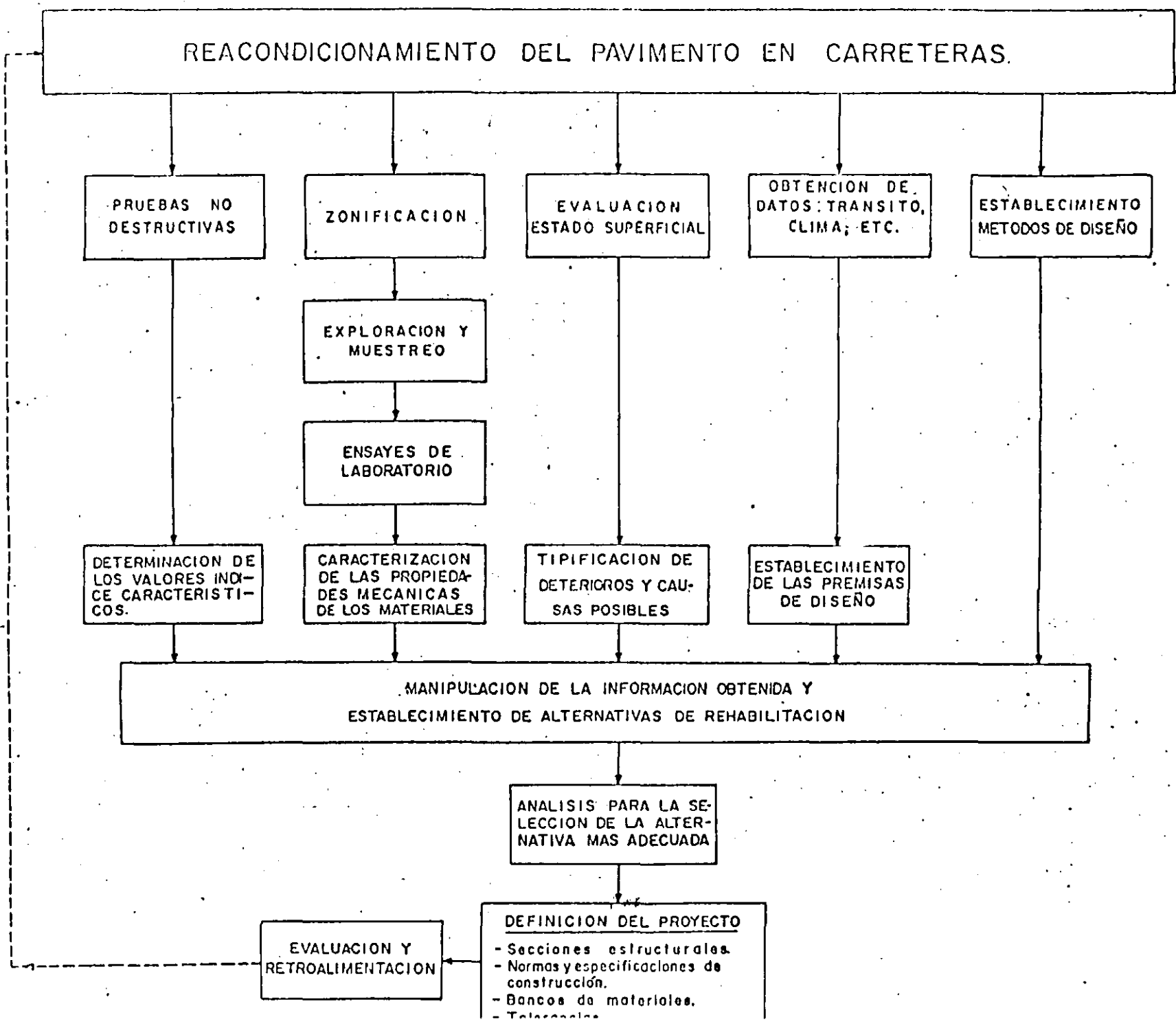
DONDE:

R = FACTOR REGIONAL

S_i = VALOR SOPORTE DEL SUELO, PARA LAS CONDICIONES PARTICULARES DEL SITIO

SN = NUMERO ESTRUCTURAL PONDERADO (PARA EL VALOR SOPORTE Y FACTOR REGIONAL UTILIZADOS)

P_T = INDICE DE SERVICIO MINIMO TOLERABLE



REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN CARRETERAS.

PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

ZONIFICACION

EVALUACION ESTADO SUPERFICIAL

OBTENCION DE DATOS: TRANSITO, CLIMA; ETC.

ESTABLECIMIENTO METODOS DE DISEÑO

EXPLORACION Y MUESTREO

ENSAYES DE LABORATORIO

DETERMINACION DE LOS VALORES INDICE CARACTERISTICOS.

CARACTERIZACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

TIPIFICACION DE DETERIOROS Y CAUSAS POSIBLES

ESTABLECIMIENTO DE LAS PREMISAS DE DISEÑO

MANIPULACION DE LA INFORMACION OBTENIDA Y ESTABLECIMIENTO DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

ANALISIS PARA LA SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA

DEFINICION DEL PROYECTO

- Secciones estructurales.
- Normas y especificaciones de construcción.
- Bancos de materiales.
- Telecontrol.

EVALUACION Y RETROALIMENTACION

CARRETERA N° _____ NOMBRE _____										OBSERVADOR _____										
ORJGEN _____					FECHA _____															
ANTECE- DENTES	CALIFICACION INICIAL																			
	SUPERFICIE DE RODAMIENTO	SELLO																		
		CARPETA																		
	AÑOS DE SERVICIO																			
KILOMETRAJE _____																				
SECCION N° _____																				
CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5																		
	MUY BUENO	4																		
	BUENO	3																		
	REGULAR	2																		
	MALO	1																		
	MUY MALO	0																		
	INTRANSITABLE	0																		
CALIFICACION ACTUAL																				
PAVIMENTO ACEPTABLE		SI																		
		NO																		
		DUDOSO																		
DESCRIPCION DAÑOS	N= Ninguno, L= Ligero, F= Fuerte		N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F
	DEFORMACION	Longitudinal																		
		Transversal																		
	GRIETAS																			
	BACHES	Abiertos																		
		Tapados																		
ZONAS LLORADAS																				
DESPRENDIMIENTO SELLO																				
NOTA N° _____																				

CARRETERA: _____		CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	ESTUDIO
TRAMO: _____			
SUBTRAMO: _____			
ORIGEN: _____			
		EVALUACION DE PAVIMENTOS	
		FECHA: _____	

KILOMETRAJE												
SECCION N ^o												
CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5										
	MUY BUENO	4										
	BUENO	3										
	REGULAR	2										
	MALO	1										
	MUY MALO	0										
	INTRANSITABLE	0										
	CALIFICACION ACTUAL											
PAVIMENTO ACEPTABLE		SI										
		NO										
		DUDOSO										

OBSERVACIONES : _____

FIG. 2.-FORMA PARA CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO

FIG 3.-CONDICION DEL ESTADO SUPERFICIAL DEL PAVIMENTO

DETERIORO	TIPO	SIMBOLO	EXTENSION	OBSERVACIONES
AGRIETAMIENTOS	LONGITUDINALES EN LAS <u>RODADAS</u>	A	%	ABERTURA
	FORMA DE MAPA EN EL <u>ANCHO DEL CARRIL</u>	B	%	< 3 mm —
	PIEL DE COCODRILO EN <u>RODADAS</u>	C	%	3-5 mm X
	PIEL DE COCODRILO EN EL <u>ANCHO DEL CARRIL</u>	D	%	> 5 mm XX
ROD E R A S	PROFUNDIDAD DE LA RODERA	E	mm	
B A C H E S	ESPORADICOS	F	///	MALAS CONDICIONES X
	FRECUENTES	G	///	
	MUY FRECUENTES	H	///	
GRIETAS LONGITUDINALES FUERA DE LA RODADA	< 3 mm	J	%	
	3-5 mm	K	%	
	> 5 mm	L	%	
GRIETAS TRANSVERSALES	< 3 mm	M	NUM	
	3-5 mm	N	NUM	
	> 5 mm	P	NUM	
DESPRENDIMIENTOS EN CARPETA	LEVES	R	///	
	MODERADOS	S	///	
	INTENSOS	T	///	
	CALAVERAS	U	///	
ESTADO DEL RIEGO DE BELLO	BIEN	V	///	
	REGULAR	W	///	
	MAL	Y	///	

TABLA I-1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO											
Aeropuerto: _____											
Elemento: _____											
Observador: _____											
Fecha: _____											
0: Ninguna 1: Menor 2: Moderada 3: Mayor 4: Severa	TIPO GRIETA	Longitudinal.									
		Transversal.									
		Escamosa o Costrosa.									
		En Esquina.									
		En Orilla									
		Astillamiento o Desconchamiento.									
		Desintegración del Concreto.									
		Hundimientos Diferenciales									
		Bombeo									
		10 } 9 } Muy Bien 8 } A 7 } Bien 6 } B 5 } Regular 4 } C 3 } Pobre 2 } D 1 } Muy Pobre 0 } E	Losas que se botan								
Pérdida del sello de la junta.											
Grietas sin Sellar.											
Cortes en el Pavimento											
Parches											
Reconstrucción Localizada.											
Rugosidad Superficial											
Drenaje Superficial.											
Sub drenaje.											
Condiciones Generales											
Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.											
Defectos en la Superficie											
Acumulación de Caucho.											
Trabajos Requeridos											
Observaciones Drenaje: _____											
Observaciones: _____											

CARRETERA _____ TRAMO _____

SUBTRAMO _____ ANCHO CORONA _____ ANCHO CARPETA _____

PO DE PAVIMENTO _____ FECHA _____

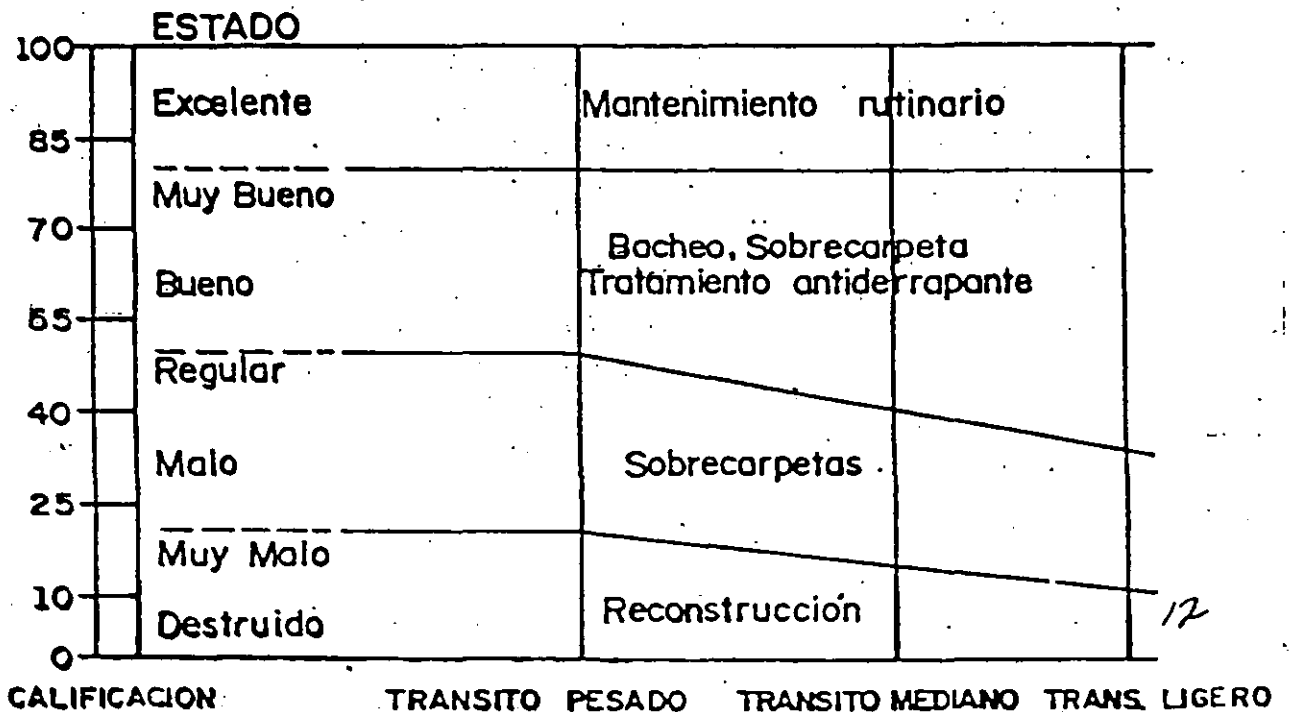
DEFECTOS:

CALIFICACION

Grietas Transversales _____	0-5	_____
Grietas Longitudinales _____	0-5	_____
Piel de cocodrilo _____	0-10	_____
Grietas de contracción _____	0-5	_____
Roderos _____	0-10	_____
Corrugaciones _____	0-5	_____
Desgranamiento _____	0-5	_____
Deformaciones plásticas _____	0-10	_____
Baches _____	0-10	_____
Exceso de asfalto _____	0-10	_____
Agregados pulidos _____	0-5	_____
Deficiencias de drenaje _____	0-10	_____
Calidad de Rodamiento (0 es excelente y 10 es muy malo) _____	0-10	_____
	Suma de Defectos	_____

Calificación de Condición = 100 - Suma de Defectos
= 100 - _____

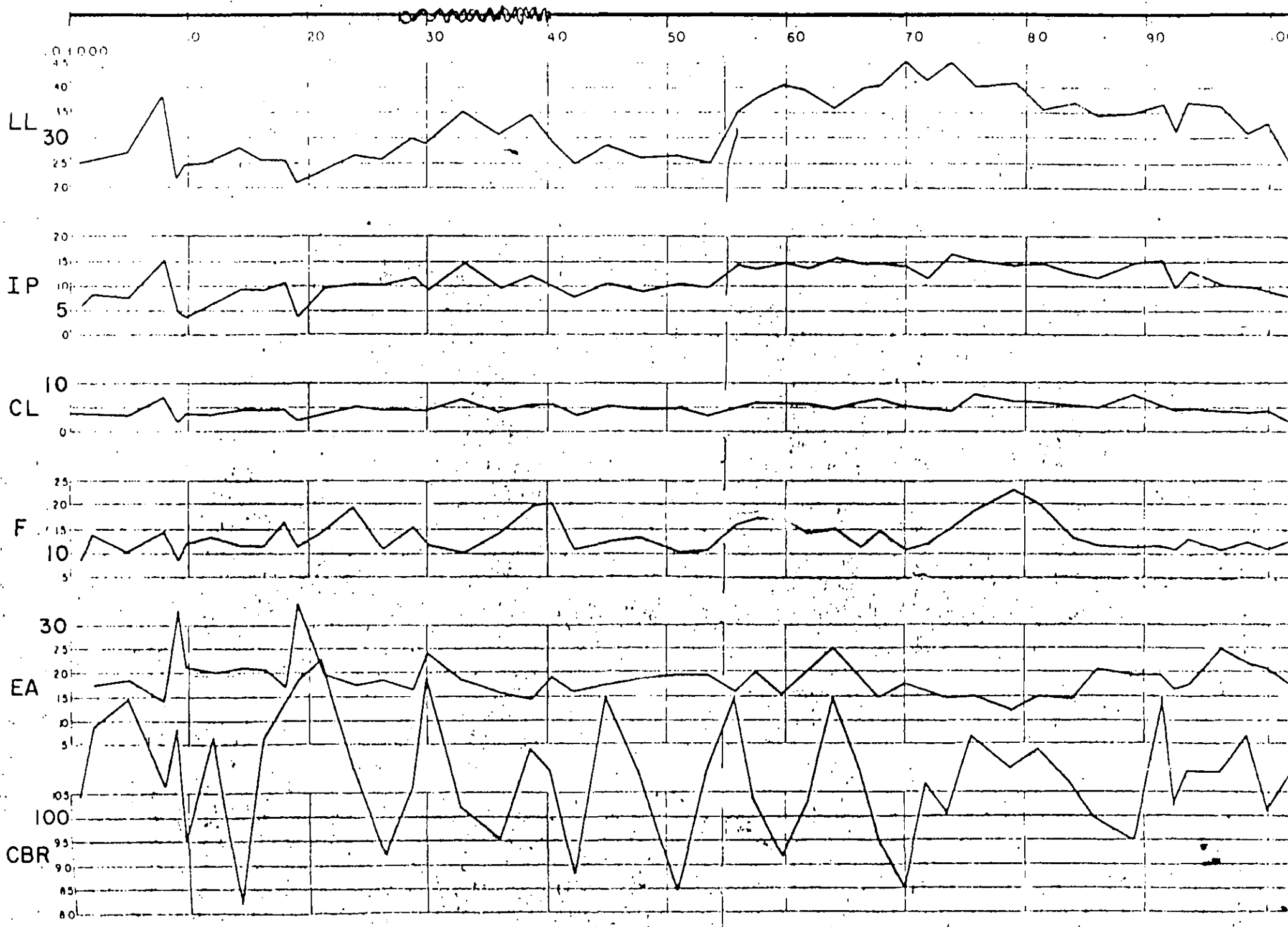
Calificación de Condición del Pavimento =

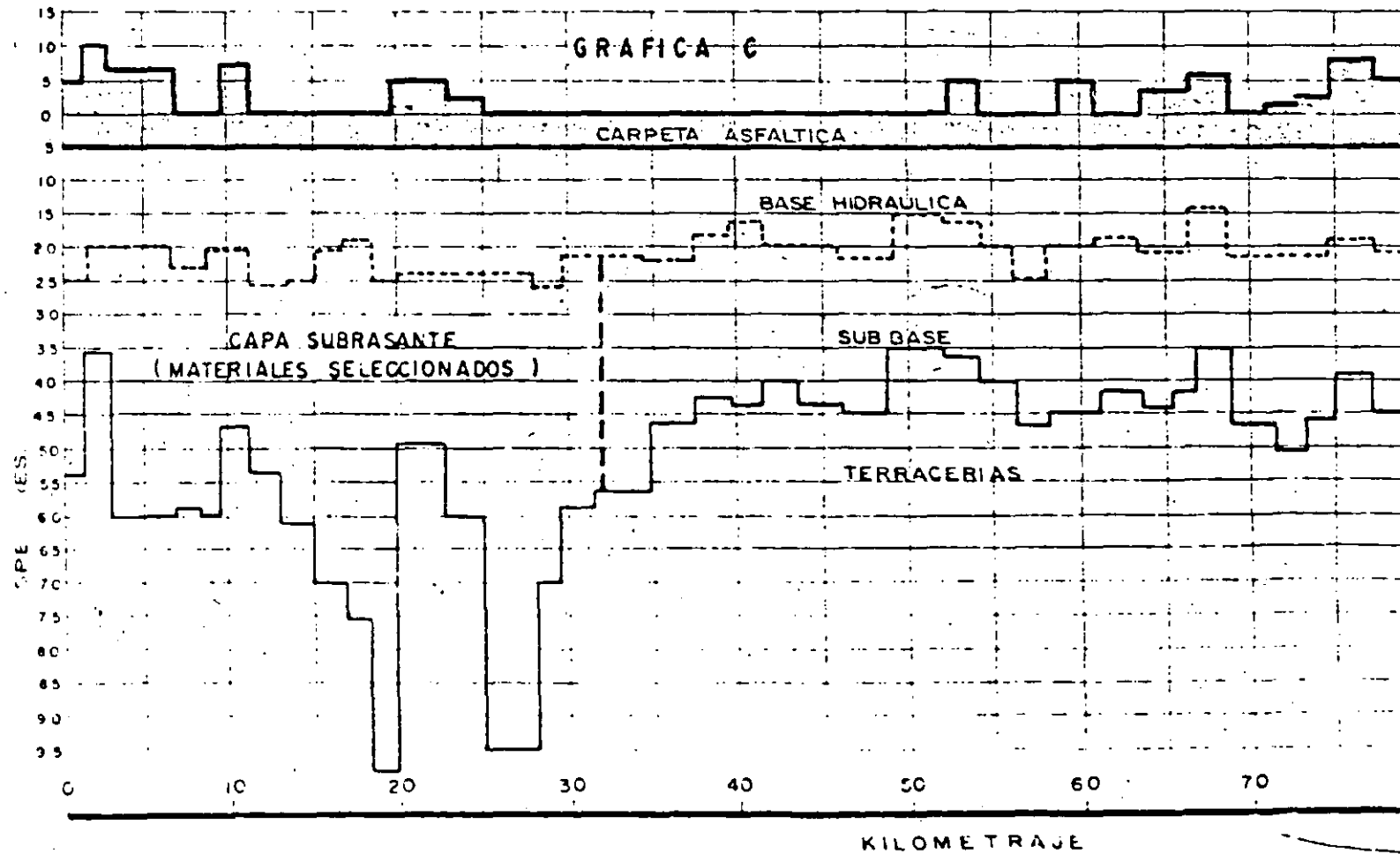
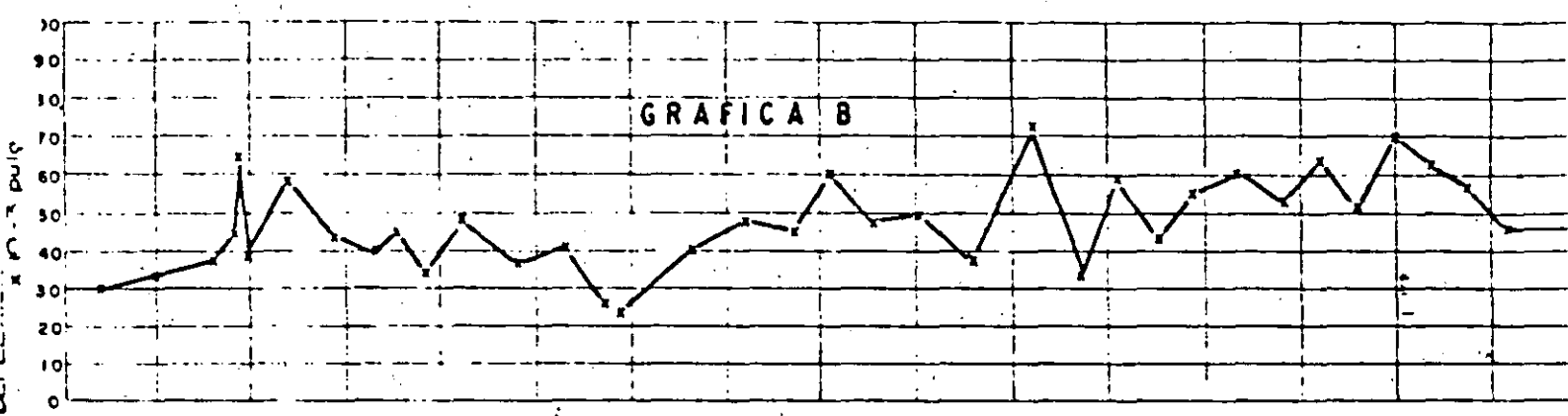
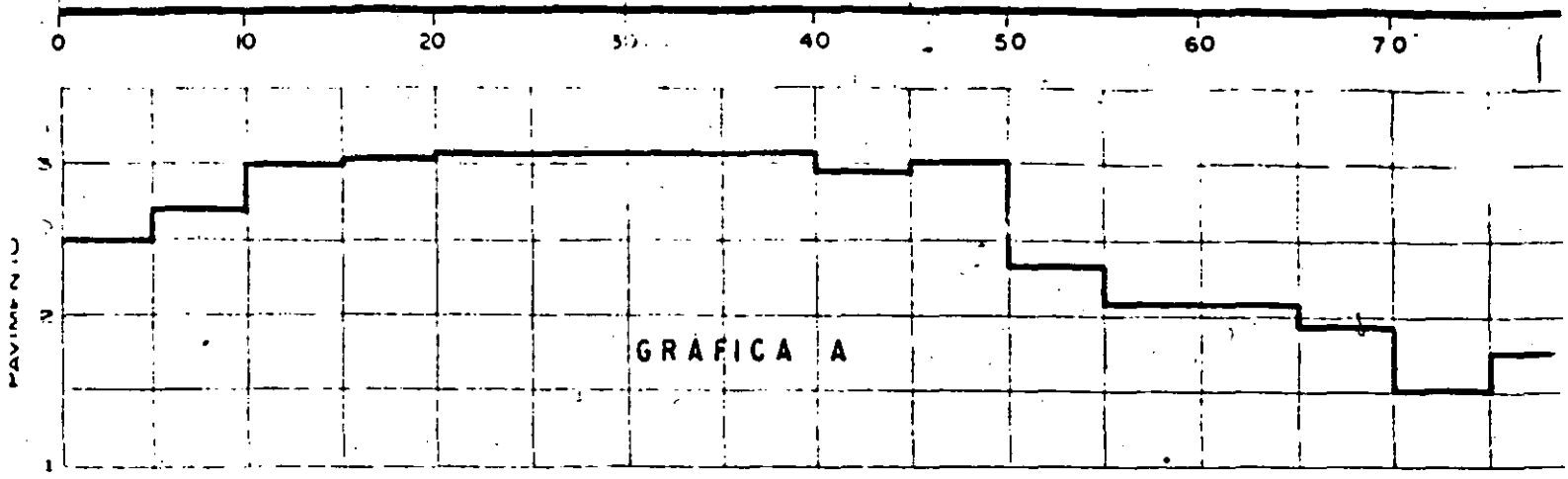


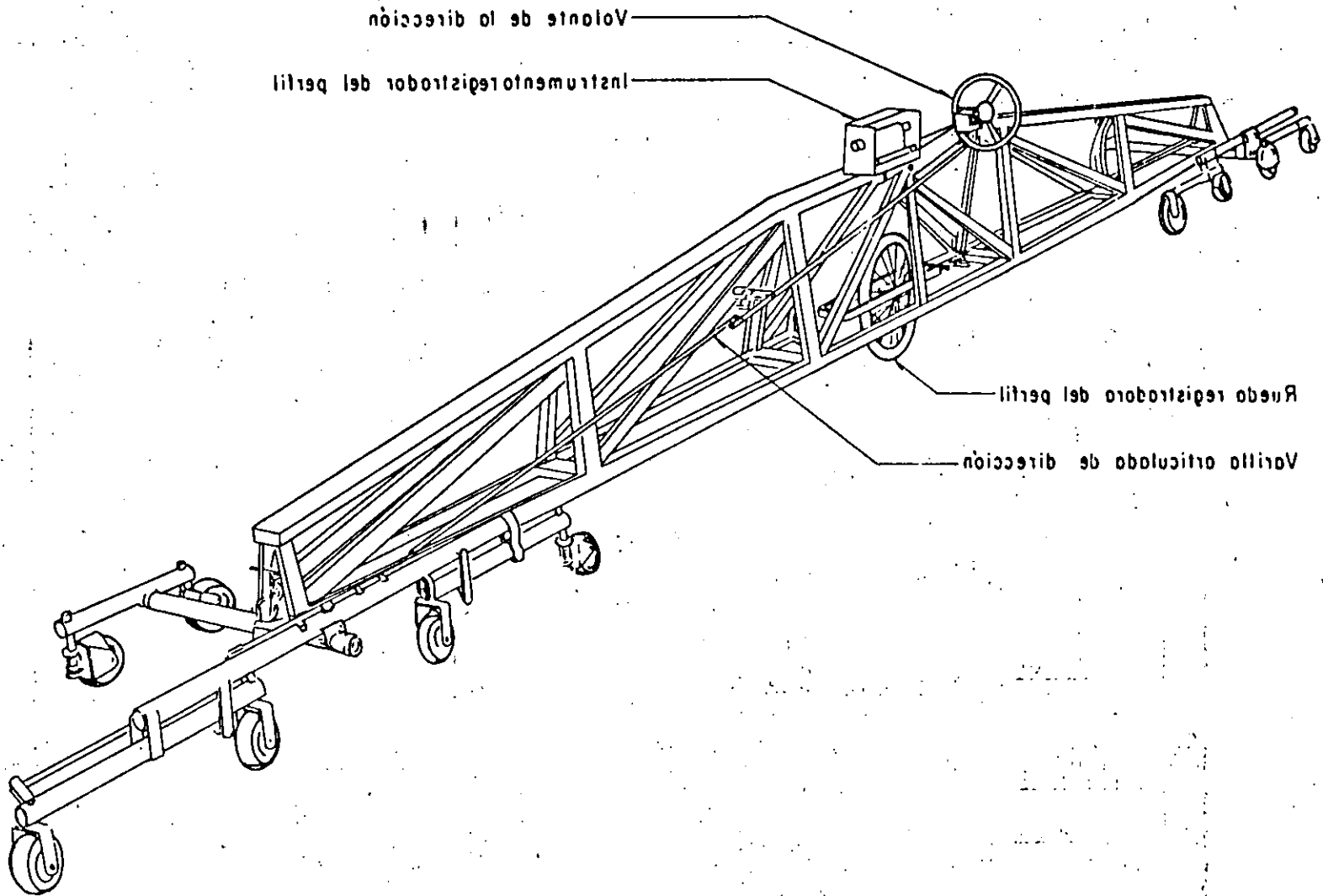
ESTADO : CAMPECHE
 RUTA : 5 MEXICO - PTO. JUAREZ
 TRAMO : LIM. TAB/CAMP - CHAMPOTON

CARRETERA : 186-261
 KM. _____ ORIGEN : _____

CONCEPTO	KILOMETRAJE												
	150+000	154+550	LIM. TAB/CAMP.				298+000	0+000	ESCARCEGA		CHAMPOTON		
ANTIGUEDAD	MENOS DE 10 AÑOS												
T D P A	1500 - 5000												
VOLUMEN DE TRANSITO PESADO	500 - 1500												
CALIFICACION	2.5-3.5		3.5-5.0		2.5 3.5		3.5 5.0		2.5 3.5		0-2.5	3.5-5.0	0-2.5
NIVEL SERVICIO	---												
1983 SELLO CARPETA	[Bar chart showing data for 1983]												
1984 SELLO CARPETA	[Bar chart showing data for 1984]												
1985 SELLO CARPETA	[Bar chart showing data for 1985]												
1986 SELLO CARPETA	[Bar chart showing data for 1986]												
1987 SELLO CARPETA	[Bar chart showing data for 1987]												

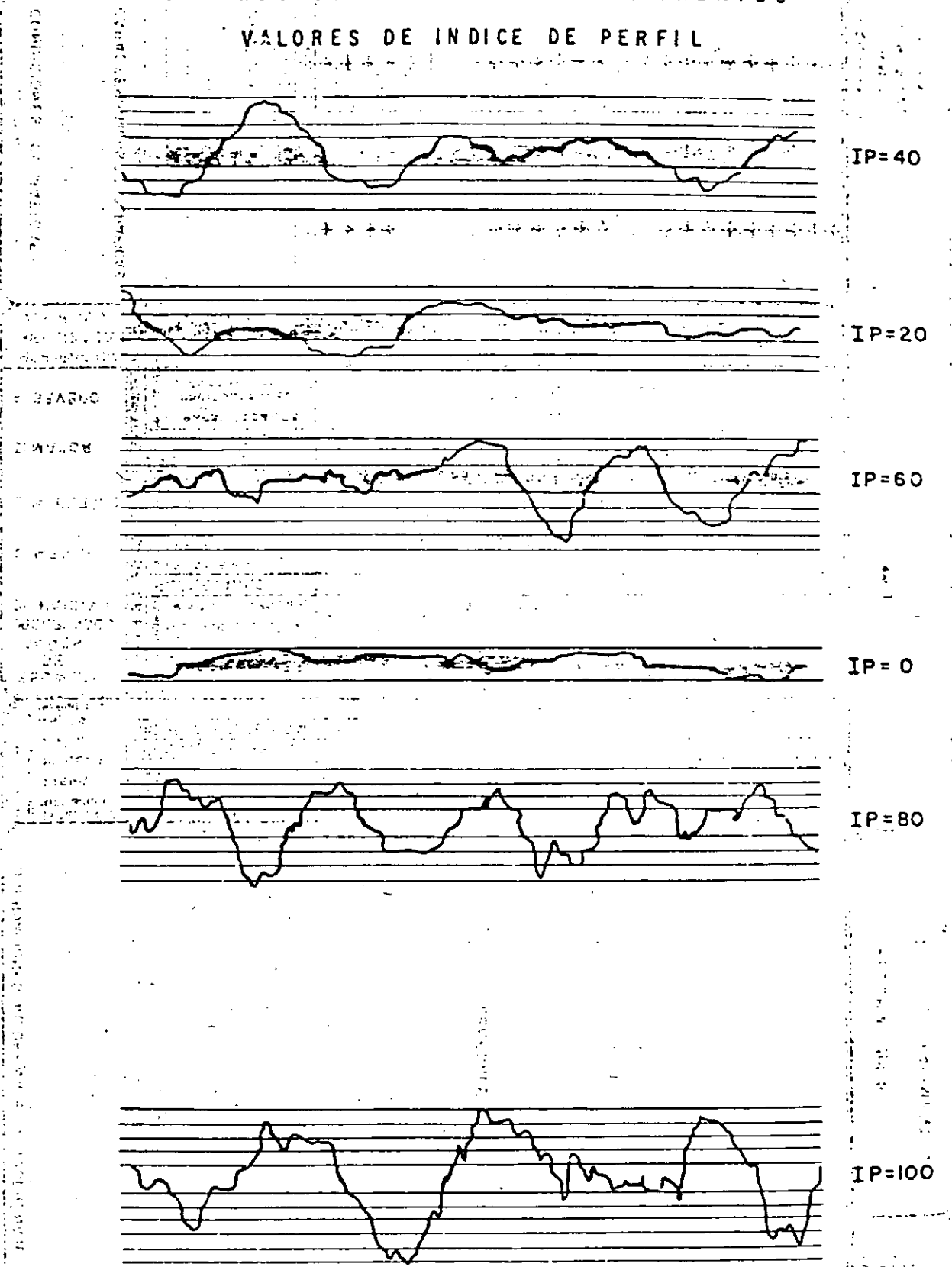






PERIFILÓGRAFO LONGITUDINAL TIPO HVEM (400)

EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



Esc.H. 1:300
Esc.V. 1:1

FIGURA Nº 5

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS ⁽²¹²⁾

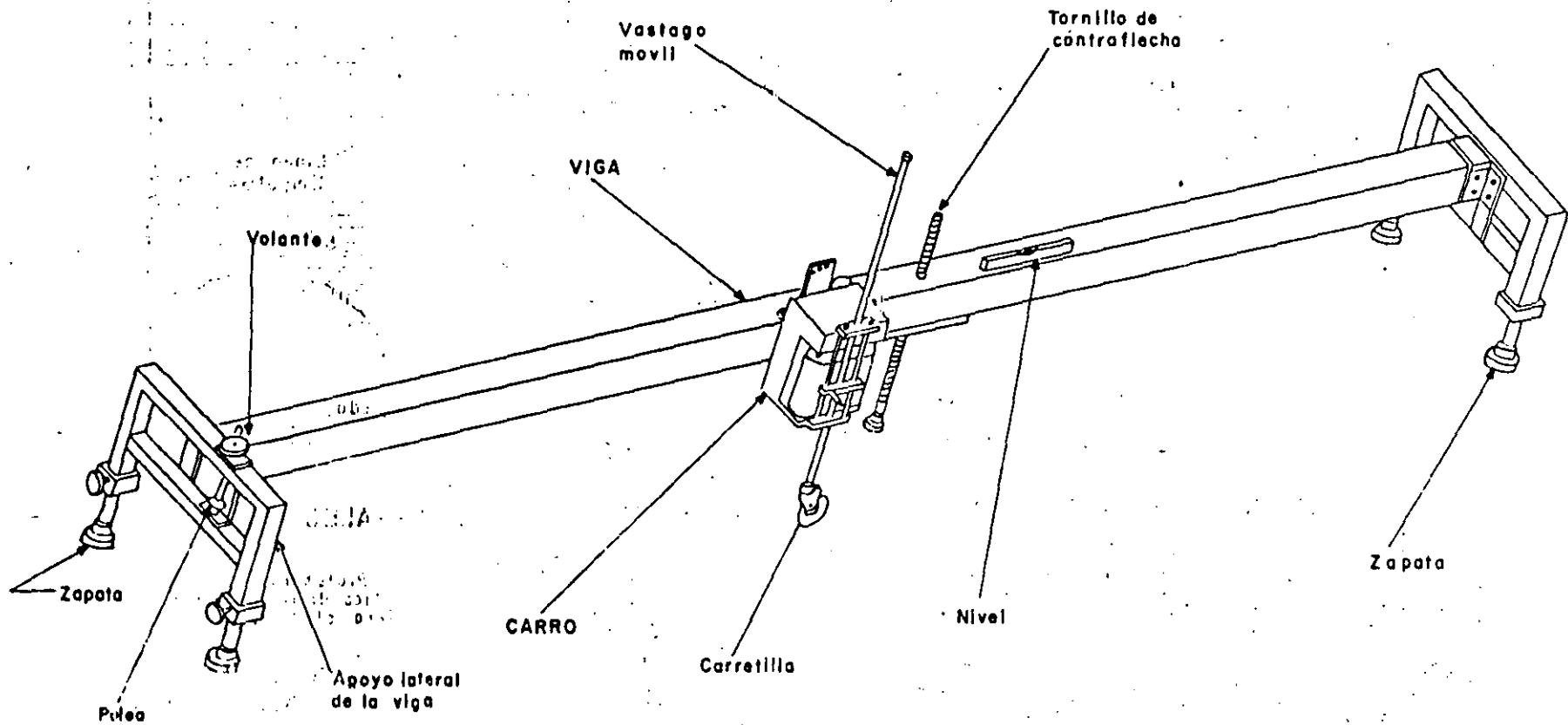
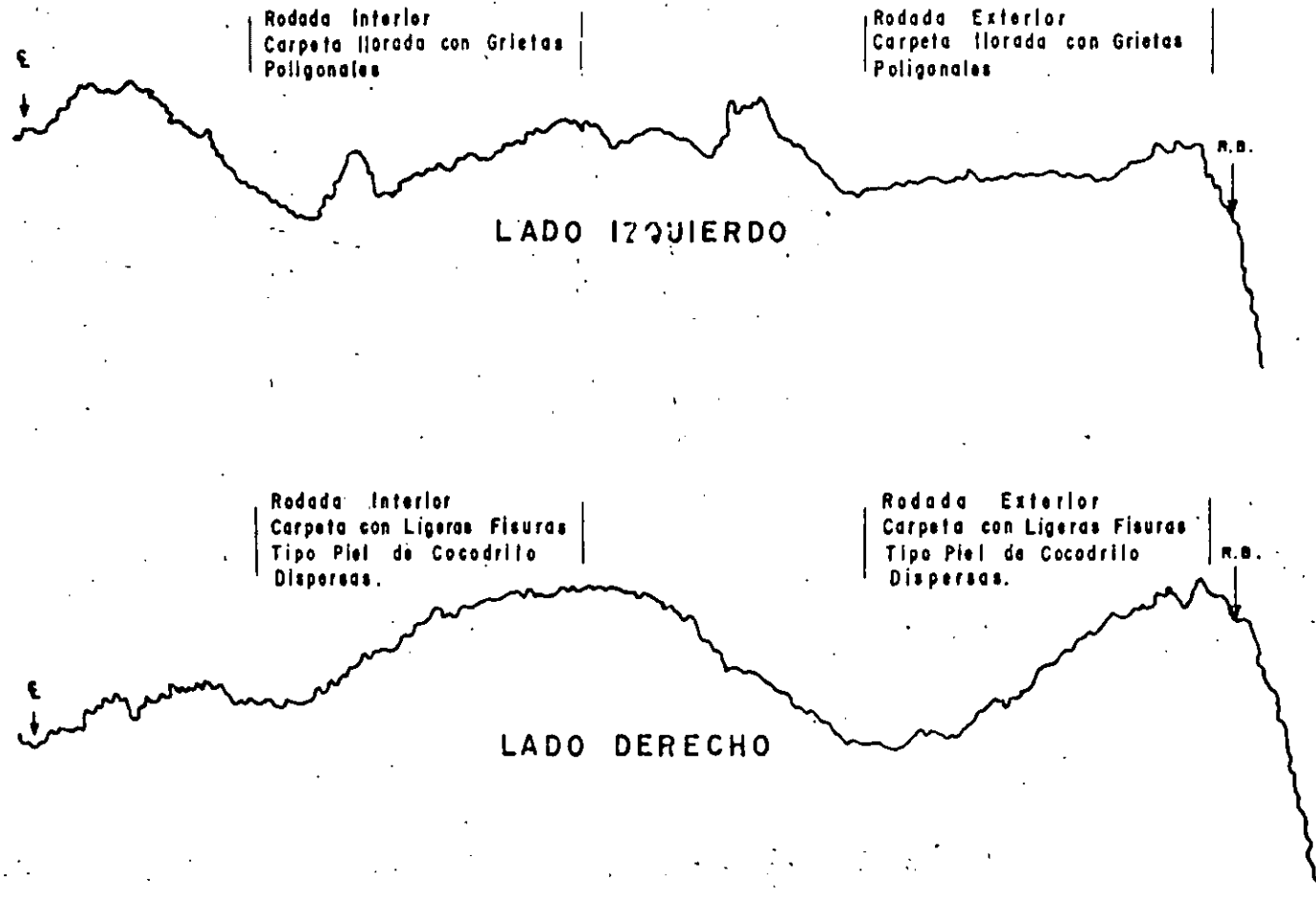


FIGURA Nº 21

PERFILES TRANSVERSALES



HORIZONTAL 1 : 20
ESCALA VERTICAL : NATURAL

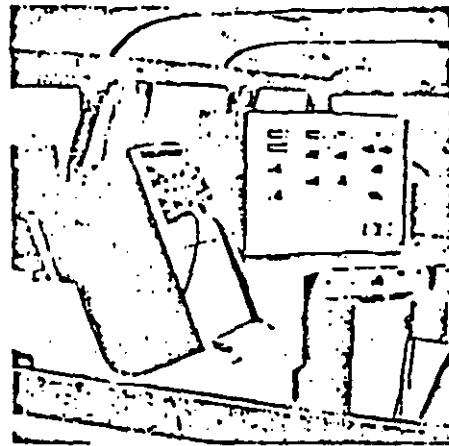
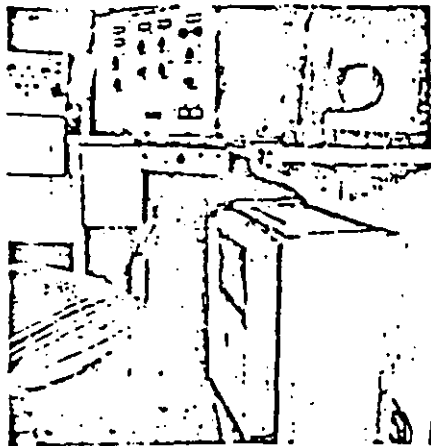
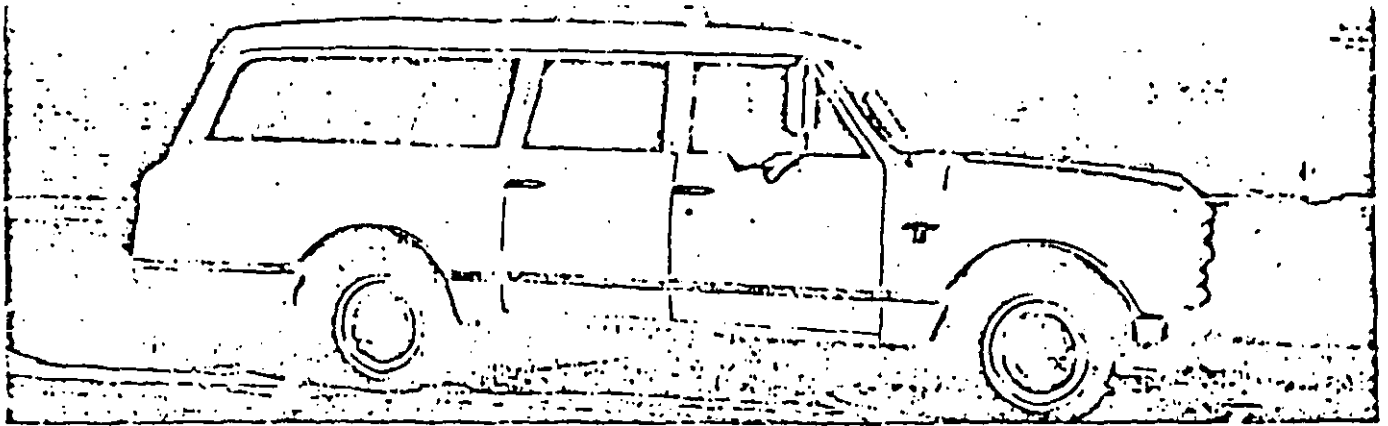


Fig. 16-53. General Motors Road Profiler. (From Ref. 36)

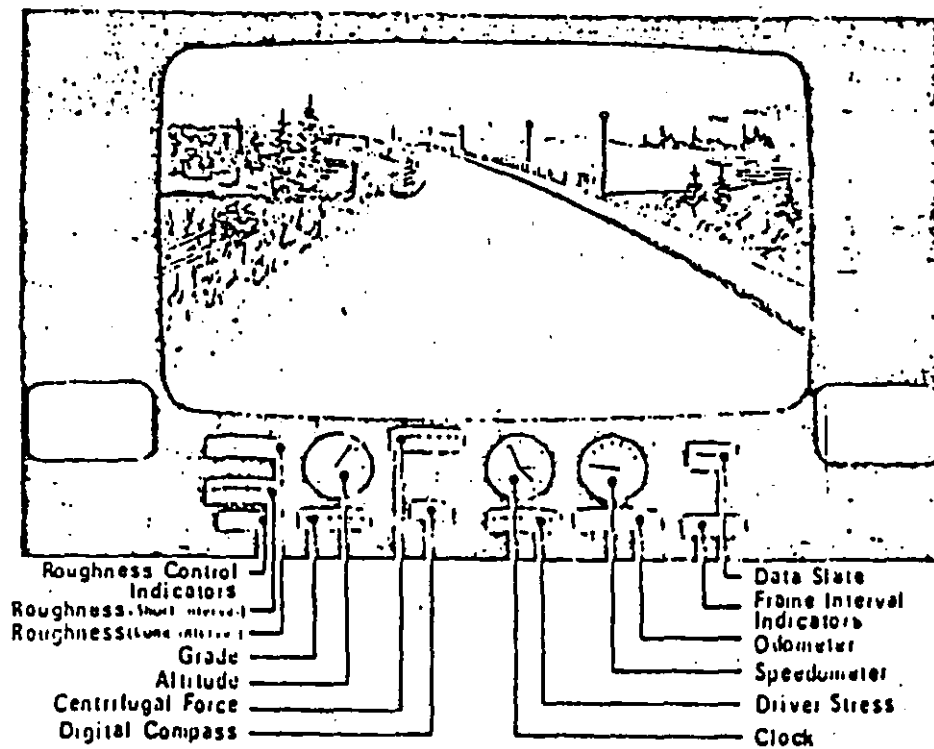
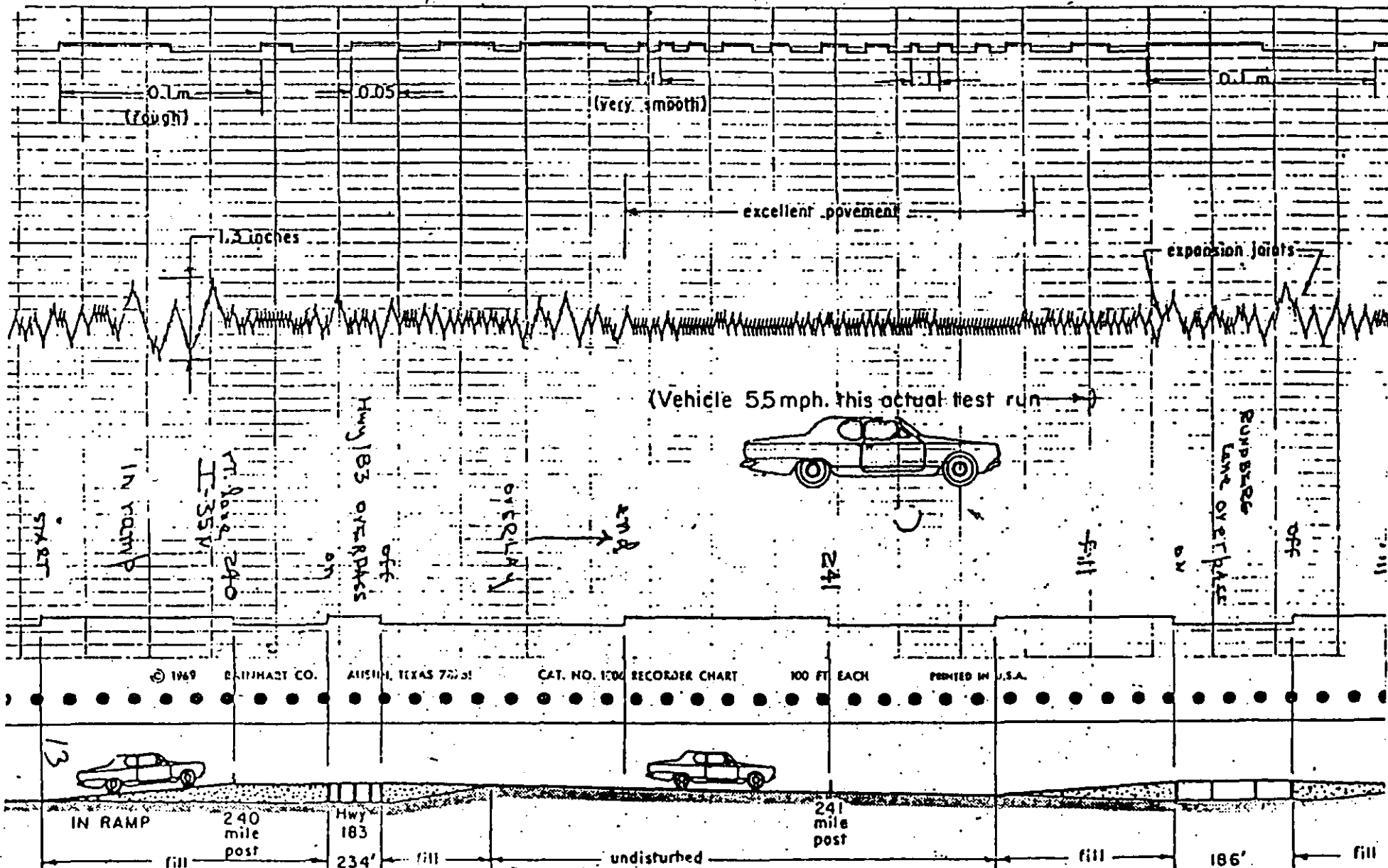


Figure 7.7 Schematic of frame for British Columbia photo inventory.



FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

CLASIFICACION DE DETERIOROS DE LOS PAVIMENTOS

FORMA	TIPO	DESCRIPCION
AGRIETAMIENTO	COCODRILO	POLIGONOS MENORES DE 30 CM
	LONGITUDINAL	GRIETAS LINEALES A LO LARGO DEL PAVIMENTO
	TRANSVERSALES	GRIETAS LINEALES TRANSVERSALES AL PAVIMENTO
	IRREGULARES	GRIETAS NO CONECTADAS CON PATRON INDEFINIDO
	MAPA	POLIGONOS MAYORES DE 30 CM
	BLOQUE	GRIETAS INTERCONECTADAS CON PATRON RECTANGULAR, CON ESPACIAMIENTOS MAYORES DE UN METRO
DESINTEGRACION	DESGRANAMIENTO	PERDIDA DE PARTICULAS
	BACHES	CAVIDADES (MAYORES DE 15 CM DE DIAMETRO Y MAS DE 5 CM DE PROFUNDIDAD)
	FRACTURAS EN LAS ORILLAS	PERDIDA DE FRAGMENTOS EN LA ORILLA DEL PAVIMENTO
DEFORMACION	RODERAS	DEPRESION LONGITUDINAL EN LAS RODADAS
	DEPRESION	DEFORMACION EN FORMA DE CUENCA
	PROTUBERANCIA	ELEVACION LOCALIZADA EN LA SUPERFICIE
	BORDO	ELEVACION LONGITUDINAL DE LA SUPERFICIE
	CORRUGACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES POCO ESPACIADAS
	ONDULACION	DEPRESIONES TRANSVERSALES CON ESPACIAMIENTO MAYOR DE 5 M
	RUGOSIDAD	IRREGULARIDAD DE LA SUPERFICIE EN LAS RODADAS
BAJA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	SUPERFICIE LISA	PULIMENTO DE AGREGADOS, EXPULSION DE ASFALTO, PRESENCIA DE HULE, ARCILLA, ETC.

DETERIOROS TÍPICOS DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

1.- AGRIETAMIENTOS

- 1.1.- PIEL DE COCODRILO
- 1.2.- GRIETAS EN ORILLA
- 1.3.- JUNTAS ENTRE PAVIMENTOS Y ACOTAMIENTOS
- 1.4.- JUNTAS DE CONSTRUCCION LONGITUDINALES
- 1.5.- GRIETAS DE REFLEXION
- 1.6.- GRIETAS DE CONTRACCION
- 1.7.- GRIETAS DE DESLIZAMIENTO DE CARPETA
- 1.8.- JUNTAS DE AMPLIACIONES DE PAVIMENTO

2.- DEFORMACIONES Y DISTORSIONES

- 2.1.- CANALIZACIONES O RODERAS
- 2.2.- CORRUGACIONES Y PROTUBERANCIAS
- 2.3.- DEPRESIONES
- 2.4.- EXPANSIONES
- 2.5.- DEPRESIONES O ASENTAMIENTOS EN RELLENOS

3.- DESINTEGRACION

- 3.1.- BACHES
- 3.2.- DISGREGACION

4.- BAJA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

- 4.1.- SANGRADO O EXPULSION DE ASFALTO
- 4.2.- PULIMENTO DE AGREGADOS

5.- PROBLEMAS DERIVADOS DE LA APLICACION INCORRECTA DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

- 5.1.- DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 5.2.- RAYADO LONGITUDINAL
- 5.3.- RAYADO TRANSVERSAL

CLASIFICACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE FALLAS QUE SE PRESENTAN EN LOS PAVIMENTOS

TIPOS DE FALLAS

FORMAS COMO SE MANIFIESTAN EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

I.- DISTORSIONES

Baches
Asentamientos
Ondulaciones
Corrugaciones de la carpeta
Desplazamientos o corrimientos de la carpeta.
Levantamientos del pavimento o bufamientos.
Rodadas marcadas en la carpeta
Surcos
Depresiones en zanjas no bien rellenas.

II.- AGRIETAMIENTOS

Grietas longitudinales en las orillas o en el centro.
Grietas transversales por reflexión o por contracción.
Grietas en forma de mapa o de piel de cocodrilo, limitando piezas pequeñas de carpeta (10 a 40 cm de lado) o piezas grandes (más de 40 cm)
Grietas por corrimientos de la carpeta.
Grietas parabólicas en la carpeta (zonas de desaceleración).

III.- DESINTEGRACIONES

Desprendimientos del material pétreo de la carpeta o del riego de sello.
Desprendimiento de la película de asfalto del material pétreo.
Desprendimientos de la carpeta, como capa.
Rompimientos de las partículas del material pétreo, que propicien su desprendimiento.

IV.- DEFECTOS VARIOS

Superficies lisas o derrapantes (afloramientos de asfalto o materiales que se pulen fácilmente).
Zonas con asfalto descubierto en carpetas de riegos o en riegos de sello - (desprendimientos del material pétreo o ausencia original de éste).
Superficies "rayadas" en carpetas de riegos o en riegos de sello (falta de uniones correctas entre las fajas de riego o deficiencias en la aplicación del asfalto).

CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE NO
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

PARTE FUNDAMENTAL DE LA OBRA EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS	CAUSAS
I.- TERRENO DE CIMENTACION	Mala calidad del material (suelos orgánicos, suelos expansivos, suelos resistentes, etc.), asociada a variaciones en el contenido de agua, que producen cambios volumétricos perjudiciales. Baja capacidad de carga o falta de compactación del suelo.
II.- TERRACERIAS CORTES	Inestabilidad de los materiales de los taludes, que producen deslizamientos o derrumbes sobre el pavimento (por mala calidad del material, cambios volumétricos perjudiciales con las variaciones de humedad, materiales erosionables, presencia de estratos de suelos o mantos de roca con inclinación desfavorable, taludes no bien afinados o con poca inclinación para las condiciones del material, etc.) Espesor insuficiente de la capa subrasante, mala calidad del material de ésta y/o baja compactación.
TERRAPLENES	Mala calidad de los materiales del cuerpo del terraplén y/o de la capa subrasante. Acomodo inadecuado de los materiales o falta de compactación. Materiales erosionables en los taludes, sin la adecuada protección. Exceso en el contenido de agua de los materiales y/o cambios volumétricos perjudiciales con las variaciones de humedad. Falta de escalones de liga cuando éstos son necesarios.
III.- OBRAS DE DRENAJE	Insuficiencia de alcantarillas y/o de puentes en cuanto a su capacidad o número. Ubicación incorrecta o inadecuada de las obras. Uso de materiales de mala calidad o inadecuados en la construcción de estas obras. Defectos de construcción de estas obras. Falta de protección (recubrimiento) de cunetas y/o contracunetas o falta de estas obras. Falta de conservación y limpieza de las obras para remover azolves u otras obstrucciones, rehacer canalizaciones, etc. Falta de subdrenos donde son necesarios.

CUADRO 3

CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS U OTROS DEFECTOS EN LOS PAVIMENTOS Y QUE
PROVIENEN DIRECTAMENTE DE ESTOS.

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN -- LAS FALLAS.	CAUSAS
SUB-EASE	Mala calidad del material utilizado Baja compactación Falta de espesor Contaminación con el material de las terracerías Defectos de construcción y/o de acabados.
BASE	Mala calidad del material utilizado Baja compactación Falta de espesor Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto de impregnación. Falta de limpieza y/o barrido de la superficie de la base al momento de impregnar. Defectos de construcción y/o de acabados. Defectos de la base impregnada por exposición excesiva al tránsito y a los efectos del clima, antes de protegerla con la carpeta.
RIEGO DE IMPREGNACION.	Tipo inadecuado de asfalto o mala calidad del producto. Cantidad excesiva de asfalto. Cantidad escasa de asfalto. Tránsito demasiado pronto sobre el riego de asfalto. Asfalto frío (viscosidad alta) que impide su penetración en la base. Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizadora o al operador). Exceso de arena de "poreo", cuando éste se usa.

CUADRO 3

CAPA O INTERFASE EN QUE SE ORIGINAN LAS FALLAS.	CAUSAS
<p>RIEGO DE LIGA EN -- CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS O DE RIE- GOS.</p>	<p>Tipo inadecuado de asfalto o mala calidad del producto. Cantidad excesiva de asfalto Cantidad escasa de asfalto. Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de tender la carpeta (de mezcla en el lugar) o de cubrirse con los materiales pétreos (carpetas de riegos). Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizada<u>ra</u> o al operador).</p>
<p>CARPETA DE RIEGOS.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos empleados o granulometrías defectuosas de éstos. Falta de afinidad de los materiales pétreos con el asfalto. Cantidades escasas de los materiales pétreos. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación Tránsito sobre el riego de asfalto antes de cubrir con el pétreo. Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, principalmente cuando los vehículos no circulan a velocidades bajas. Defectos de construcción de la carpeta (falta de rastreos, plancha<u>do</u> o barrido de los materiales pétreos, traslapes incorrectos de -- los riegos, distribución no uniforme de los materiales, etc.)</p>
<p>CARPETA DE MEZCLA ASFALTICA EN EL LU<u>G</u> GAR.</p>	<p>Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Exceso de asfalto en la mezcla. Cantidad escasa de asfalto en la mezcla. Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de agregar el asfalto. Tipo de asfalto inadecuado en la mezcla o mala calidad del produc<u>to</u> utilizado.</p>

CAPA O INTERFASE EN
QUE SE ORIGINAN LAS
FALLAS.

CAUSAS

CARPETA DE MEZCLA -
ASFALTICA EN EL LU-
GAR (Continuación)

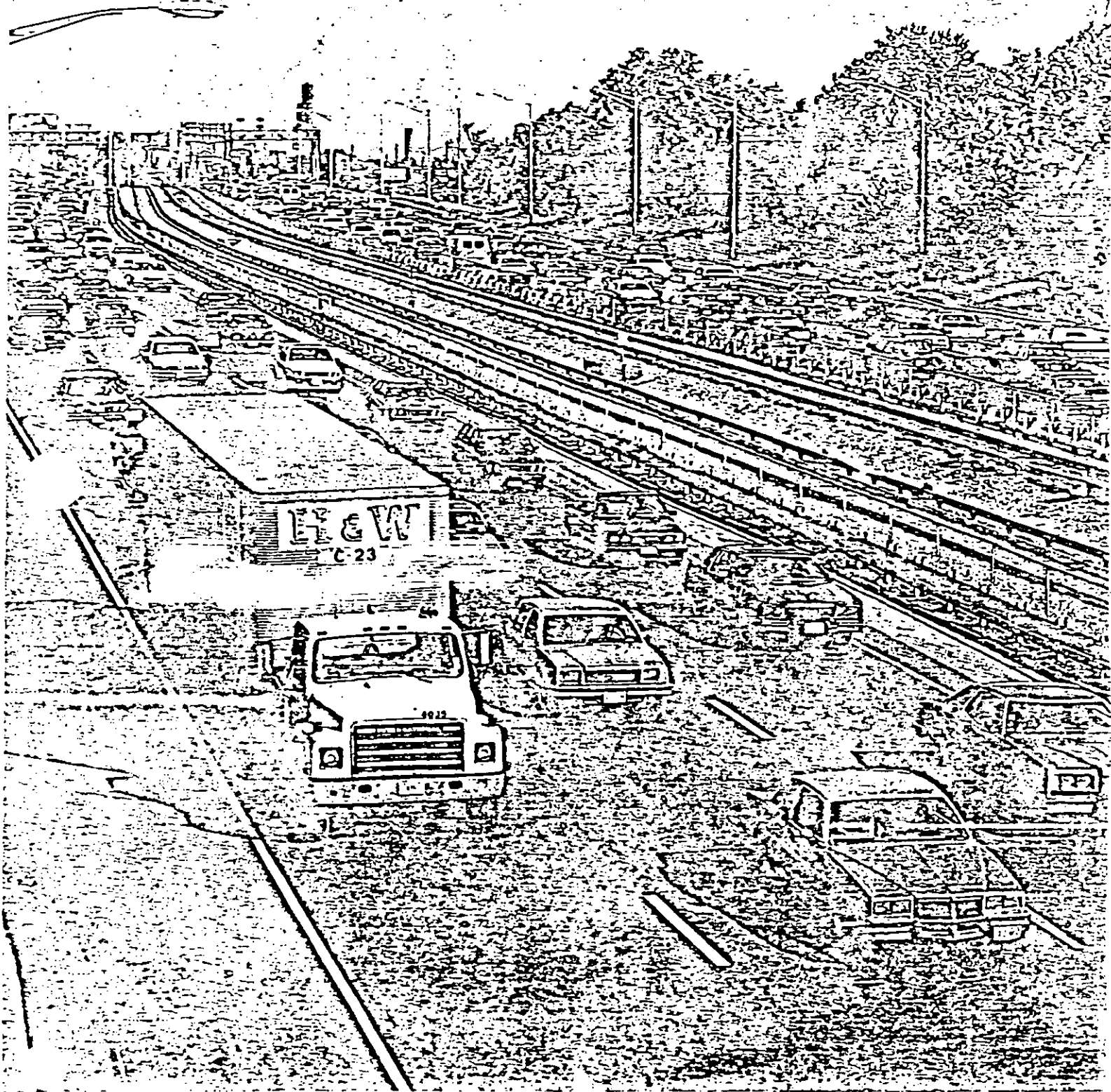
Contenido elevado de agua y/o de solventes en la mezcla, al momento de tender.
Falta de uniformidad en la incorporación del asfalto en la mezcla.
Baja temperatura del asfalto al aplicarlo al pétreo.
Escaso espesor de la tapa.
Baja compactación de la mezcla.
Defectos de construcción en el tendido y/o de acabados.
Baja resistencia de la mezcla.
Mezcla asfáltica muy permeable, sin proteger con algún tratamiento de sellado.
Rigidez relativamente alta de la carpeta.

CARPETA DE MEZCLA
EN CALIENTE (CON-
CRETO ASFALTICO)

Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.
Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.
Exceso de asfalto en la mezcla.
Cantidad escasa de asfalto en la mezcla.
Tipo de asfalto inadecuado en la mezcla o mala calidad del producto utilizado.
Temperatura baja del asfalto y/o del material pétreo al elaborar la mezcla.
Temperatura excesiva de calentamiento del cemento asfáltico o del material pétreo al elaborar la mezcla.
Defectos de tendido y/o de acabado de la mezcla.
Mezcla relativamente fría al tender y/o al compactar.
Baja compactación de la mezcla.
Espesor escaso de la capa.
Baja estabilidad de la mezcla.
Mezcla muy permeable (vacíos elevados), sin proteger con un tratamiento de sellado.
Rigidez relativamente alta de la carpeta.

RIEGO DE SELLO.

Mala calidad de los materiales pétreos utilizados o defectos en su granulometría.
Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto.
Exceso o escasez de material pétreo y/o de asfalto.
Asfalto inadecuado o mala calidad del producto.
Materiales pétreos demasiado húmedos al momento de su aplicación.
Tránsito sobre el riego de asfalto, antes de cubrir con el pétreo.
Asfalto muy frío o que ha perdido su poder de aglutinación, al momento de cubrirlo con el material pétreo.
Defectos en la aplicación del asfalto (atribuibles a la petrolizadora y/o al operador).
Tránsito demasiado pronto sobre el material pétreo aplicado, principalmente cuando los vehículos no circulan a bajas velocidades.
Defectos de construcción (distribución no uniforme del material pétreo, falta de rastros, planchado o barrido del material, traslapes incorrectos de los riegos, etc.).



C U A D R O 4

EJEMPLOS SOBRE TIPOS DE FALLAS COMUNES EN PAVIMENTOS FLEXIBLES, SUS POSIBLES CAUSAS Y CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION.

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DESCRIPCION	DE LA FALLA SUS POSIBLES CAUSAS	CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	BACHES (Deformaciones locales en que se ha destruido - parcial o totalmente el pavimento. Se asocian con agrietamientos y con altos contenidos de agua en los materiales)	<p>Baja compactación de las capas inferiores del pavimento.</p> <p>Penetración del agua a la parte inferior del pavimento por acumulaciones de la misma en zonas con defecto de acabado, o deformadas.</p> <p>Contaminaciones de la sub-base y/o base con el material de las terracerías.</p> <p>Pavimento sub-diseñado para las cargas que por el tránsito.</p>	<p>Cajear rectangularmente el área fallada, eliminando los materiales de mala calidad o que presenten humedad excesiva. Rellenar con materiales de características adecuadas, reponiendo la estructura del pavimento mediante capas debidamente compactadas. Las paredes de la caja deben hacerse verticales y 2 de sus lados serán normales a la dirección del tránsito. La caja debe abarcar cuando menos 30 cm dentro de la zona aparentemente sana, adyacente al área fallada. Se procurará, mediante una regla, que el nivel superior del relleno quede bien perfilado respecto al resto de la sección transversal.</p> <p>Si los baches se manifiestan en zonas de cortes, es conveniente revisar y corregir previamente las deficiencias de drenaje.</p>
	ASENTAMIENTOS (Descensos en el nivel original de la superficie)	<p>Compactación o reacomodo local de una o varias capas del pavimento, o de las terracerías, que produce un descenso pequeño y más o menos uniforme de la superficie.</p>	<p>Renivelar con mezcla asfáltica, limpiando previamente la superficie y dando un riego de liga.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DISTORSIONES	ASENTAMIENTOS (Continuación)	Movimientos o deslizamientos locales de los terraplenes, -- que dan lugar a desniveles relativamente fuertes de la superficie del pavimento.	Reparar debidamente la zona de asentamiento, reconstruyendo por capas la sección original. Es necesario revisar y corregir deficiencias en el anclaje de los terraplenes (falta de escalones de ligga) y/o en el drenaje del área afectada.
	ONDULACIONES (Levantamientos de la superficie en forma de ondas más o menos pronunciadas, transversalmente al sentido de la circulación)	Movimientos plásticos de la carpeta en lugares donde se presentan fuertes esfuerzos de arranque y frenaje, como es el caso de zonas cercanas al cruce de carreteras con vías de ferrocarril.	Escarificar y eliminar la carpeta. Recompactar la base. Construir una nueva carpeta de espesor y resistencia adecuados.
		Carpeta con baja estabilidad, -- por exceso de asfalto o de solventes en la mezcla, exceso de finos en el material pétreo, o -- por ser éste de naturaleza redondeada; también puede deberse a la baja estabilidad de la mezcla al empleo de un asfalto demasiado blando.	Levantar la carpeta y corregir la mezcla, si esto es posible, para aprovecharla nuevamente. La corrección puede consistir en orearla para hacer que pierda solventes, para agregarle material pétreo adicional de mejores características, etc. Si no es posible aprovechar la carpeta, será necesario eliminarla y construir una nueva de la calidad y espesor adecuados.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA DESCRIPCION SUS POSIBLES CAUSAS		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
DISTORSIONES	DESPLAZAMIENTOS O CORRIENTES DE LA CARPETA. (principalmente en las orillas).	Baja estabilidad de la mezcla. Tránsito pesado antes de compactar debidamente la mezcla. Exceso en el asfalto del riego de liga.	Eliminar la carpeta desplazada, cajeando rectangularmente la zona afectada. Reponer la carpeta en forma adecuada y sellar la nueva capa.
	SURCOS O RODADAS MARCADAS.	Efecto de tránsito pesado en zonas subdiseñadas o deficientemente construídas del pavimento. Paso del tránsito de vehículos o del equipo de construcción sobre la carpeta recién tendida o sin la debida compactación.	Renivelar con mezcla asfáltica de características adecuadas; previamente, delimitar el área, limpiarla de materias extrañas y dar un riego de liga.
	DEPRESIONES EN ZANJAS NO BIEN RELLENADAS.	Falta de acomodo adecuado o de compactación en los materiales del relleno o insuficiencia en el volumen de material.	Renivelar adecuadamente con mezcla asfáltica, previa limpieza de la superficie y aplicación de asfalto de liga.
AGRIETAMIENTOS.	GRIETAS LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS.	Cambios volumétricos de los materiales de terracerías con altos contenidos de arcilla, por efectos de humedecimiento y secado. Ampliación del camino o de la pista, no bien ligadas a la sección antigua. Ligeros movimientos o asentamientos de los terraplenes por su propio peso o de trólores.	Si las grietas son muy finas (de aberturas muy pequeñas), es bastante difícil rellenarlas y a veces sólo hay que limitarse a tenerlas en observación para ver la forma como progresan. Cuando es factible, se sellan con emulsión asfáltica o con asfaltos rebajados. Si las grietas tienen una abertura del orden de 30 mm o más, se pueden calafatear con un mortero asfáltico o con una mezcla asfáltica con rebajado y arena o bien con un cemento asfáltico. Existen también en

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS. (Continuación)		<p>el mercado productos especiales a base de asfalto, para el rellenado de grietas.</p> <p>La zona de las grietas por sellar debe barrerse con una escoba manual y de ser posible, conviene utilizar aire comprimido para limpiar mejor las aberturas por donde entrará el material sellante.</p> <p>El mortero asfáltico o la mezcla de asfalto rebajado y arena, se aplicarán manualmente y deben tener la fluidez adecuada para penetrar en las grietas. Puede ser necesario que sobre la superficie del sellante recién aplicado se riegue arena seca, para que el tránsito no lo levante.</p>
	GRIETAS LONGITUDINALES EN EL CENTRO.	<p>Defectos de tendido de la mezcla asfáltica, principalmente.</p> <p>Por reflexión de grietas en la capa subyacente, tratándose de una sobrecarpeta.</p>	Calafatear debidamente las grietas, de acuerdo con lo descrito en el caso anterior.
	GRIETAS TRANSVERSALES.	<p>Reflexión de defectos existentes en la capa subyacente, que en ocasiones es un pavimento rígido.</p> <p>Contracciones de la sub-base o base estabilizadas con cemento Portland.</p>	<p>Proceder en forma similar a los descritos en el caso del arreglo de grietas longitudinales.</p> <p>Puede ser conveniente aplicar un riego de sellado abarcando toda el área agrietada.</p>

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE
CLASIFICA LA FA-
LLA O DEFECTO

IDENTIFICACION DE LA FALLA
DESCRIPCION SUS PROBABLES CAUSAS

CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION

AGRIETAMIENTOS

GRIETAS EN FORMA
DE MAPA O DE PIEL
DE COCODRILO.

Deflexiones excesivas o defor-
maciones en la carpeta por ac-
ción del tránsito pesado. Car-
peta rígida.
Capa subrasante, sub-base -
y/o base inestables, general-
mente por altos contenidos --
de agua.
Espesor insuficiente del pavi-
mento, para las cargas que -
soporta.
Etc.

Si el agrietamiento no ha originado movimien-
tos en los fragmentos de carpeta y el área no -
está muy deformada, podría procederse a un ca-
lafateo o tratamiento de las grietas, en la for-
ma descrita anteriormente para el caso de las-
grietas longitudinales, pero las más de las ve-
ces esto constituye sólo un arreglo temporal, -
incluso cuando se aplica mortero asfáltico o -
mezcla de rebajado y arena a toda el área agrie-
tada.

Por lo general, es necesario cajear, eliminar -
la carpeta agrietada y los materiales de mala -
calidad o con exceso de humedad de las capas
inferiores y reponer los materiales extraídos -
con otros adecuadamente colocados, en forma-
similar a lo descrito en el caso del arreglo de-
baches.

Si este tipo de fallas tiende a abarcar áreas --
más o menos grandes, es necesario analizar el
diseño y la construcción del pavimento y el --
drenaje.

GRIETAS POR CORRI-
MIENTO DE LA CAR-
PETA

Baja estabilidad de la mezcla
a los esfuerzos laterales ori-
nados por el tránsito.
Exceso de asfalto en el riego
de liga.
Tránsito demasiado pronto so-
bre la carpeta recién tendida.

Si el agrietamiento se ha detenido y no se pre-
sentan desplazamientos notables o corrugacio-
nes en la carpeta, puede ser suficiente con ca-
lafatear o tratar las grietas en la forma descrita
para casos anteriores.

Si la carpeta, además de agrietada, está des-
plazada, corrida y/o deformada, tendrá que le-
vantarse y reponerse adecuadamente.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FALLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALLA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
AGRIETAMIENTOS	GRIETAS PARABOLICAS.	Corrimientos de la carpeta en zonas de desaceleración. Corrimientos de la carpeta por escaso o nulo asfalto de liga.	Proceder en forma similar al caso anterior.
DESINTEGRACIONES.	DESPRENDIMIENTO DEL MATERIAL PÉTREO O DEL RIEGO DE SELLO.	Escasa cantidad de asfalto en la mezcla o en el riego de sello. Falta de afinidad del material pétreo con el asfalto. Falta de compactación de la mezcla o de planchado de los materiales pétreos, según el caso.	Previo barrido de la superficie, aplicar un riego ligero, bien distribuido y correctamente dosificado, de asfalto rebajado o de emulsión asfáltica, para evitar que el material se continúe desprendiendo. Si el desprendimiento es atribuible a la poca afinidad del material pétreo con el asfalto, se procurará que el material asfáltico que se emplee satisfaga esta propiedad, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo adecuado. Si el desprendimiento del material es muy pronunciado, puede requerirse la aplicación de un nuevo riego de sello o de una sobrecarpeta y riego de sello, de características adecuadas.
	DESPRENDIMIENTOS DE LA PELÍCULA DE ASFALTO DEL MATERIAL PÉTREO (MEZCLA ASFÁLTICA)	Escasa o nula afinidad del material pétreo con el asfalto utilizado en la mezcla.	Dar un riego, en proporción adecuada, con un producto asfáltico, que tenga buena afinidad con el material pétreo, bien sea solo o mediante el uso de algún aditivo. Puede ser necesaria la aplicación de un riego de sello o de un mortero asfáltico, según el caso.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DESINTEGRACIONES	ROMPIMIENTO DE - LAS PARTICULAS -- DEL MATERIAL PE-- TREGO QUE PROPI-- GIAN SU DESPREN- DIMIENTO.	Material suave, que no resis- te la acción del tránsito.	Proceder como el caso citado anteriormente de "Desprendimientos del material pétreo de la - carpeta o del riego de sello".
	DESPRENDIMIENTO DE LA CARPETA, -- COMO CAPA.	Esfuerzos elevados en la inter- fase entre la carpeta y la ba- se. Riego de liga insuficiente o - anclaje deficiente de la car- peta con la base.	Cajear rectangularmente los límites de la zona en que se ha desprendido la carpeta y reponer ésta con una mezcla asfáltica adecuada, pre- via limpieza de la superficie y aplicación de - asfalto de liga. Puede ser necesario renivelar, reponiendo la- carpeta en las zonas en que se ha levantado - y construir una sobrecarpeta.
DEFECTOS VARIOS	SUPERFICIE LISA O DERRAPANTE.	Materiales que se pulen fácil- mente. Afloramientos de asfalto.	Dar un nuevo riego de sello con materiales -- adecuados. Si la carpeta no presenta inestabilidad puede ser suficiente con calentar superficialmente - con quemadores y regar una cantidad adecuada con material pétreo de sello, fijándolo inme- diatamente mediante planchado. Puede dar resultado también en vez de calen- tar superficialmente, agregar o regar el pétreo caliente y fijarlo mediante planchado. Si la carpeta es inestable, puede ser neces- ario levantarla para retrabajarla y mejorarla y - después sellarla o de lo contrario, desecharla y reponerla por una nueva, a la que se aplica- rá un riego de sello.

CUADRO 4

GRUPO EN QUE SE CLASIFICA LA FA- LLA O DEFECTO.	IDENTIFICACION DE LA FALIA		CRITERIOS PROBABLES DE REPARACION
	DESCRIPCION	SUS POSIBLES CAUSAS	
DEFECTOS VARIOS.	ZONAS CON ASFAL- TO DESCUBIERTO EN CARPETAS DE - RIEGOS DE SELLO.	Desprendimientos del material pétreo. Defectos de construcción (can- tidad insuficiente de asfalto - regado, aplicación incorrecta o extemporánea de los pé--- treos, fallas de la petrolizado ra, etc.)	Dar nuevo tratamiento, que puede ser manual si el área es pequeña o difícil de corregir con má- quina, consistente en nueva aplicación de asfal- to y pétreos, a efecto de restaurar las condicio- nes originales o propuestas.

CRITERIOS

- 1.- MANTENIMIENTO NORMAL, PREVENTIVO Y CORRECTIVO.
- 2.- REFUERZO ESTRUCTURAL Y POR FATIGA.
- 3.- RECONSTRUCCION DE TERRACERIAS.
- 4.- AMPLIACIONES LATERALES.
- 5.- CONSTRUCCION DE UN NUEVO CUERPO, PARALELO AL ACTUAL O INDEPENDIENTE.
- 6.- NUEVOS CUERPOS LATERALES AL ACTUAL, EL CUAL SE DESTINA A CAMELLON.
- 7.- NUEVO TRAZO EN MODIFICACIONES.

MANTENIMIENTO Y REHABILITACION

MANTENIMIENTO

REHABILITACION

SUPERFICIAL

INTERIOR

PREVENTIVO

CORRECTIVO

PREVENTIVO

CORRECTIVO

RECONSTRUCCION

SOBRECARPETAS

RECICLADO

RECICLADO Y SOBRECARPETAS

- SELLADO DE JUNTAS

- BACHEO

- DRENAJE

- MATERIALES ESTABILIZADOS

- CONCRETO ASFALTICO

- EN EL LUGAR CON O SIN ADITIVOS

- RIEGO DE SELLO

- SELLADO DE GRIETAS Y JUNTAS

- SUBDRENAJE

- INYECCION DE LECHADA

- CONCRETOS

- CONCRETO HIDRAULICO

- EN PLANTA CON O SIN ADITIVOS

- RIEGO TAPON

- RIEGO DE SELLO

- DRENAJE

- GEOTEXILES

- REJUVENE- CEDORES

- RANURADO

- SUBDRENAJE

- REBAJADO

- DRENAJE

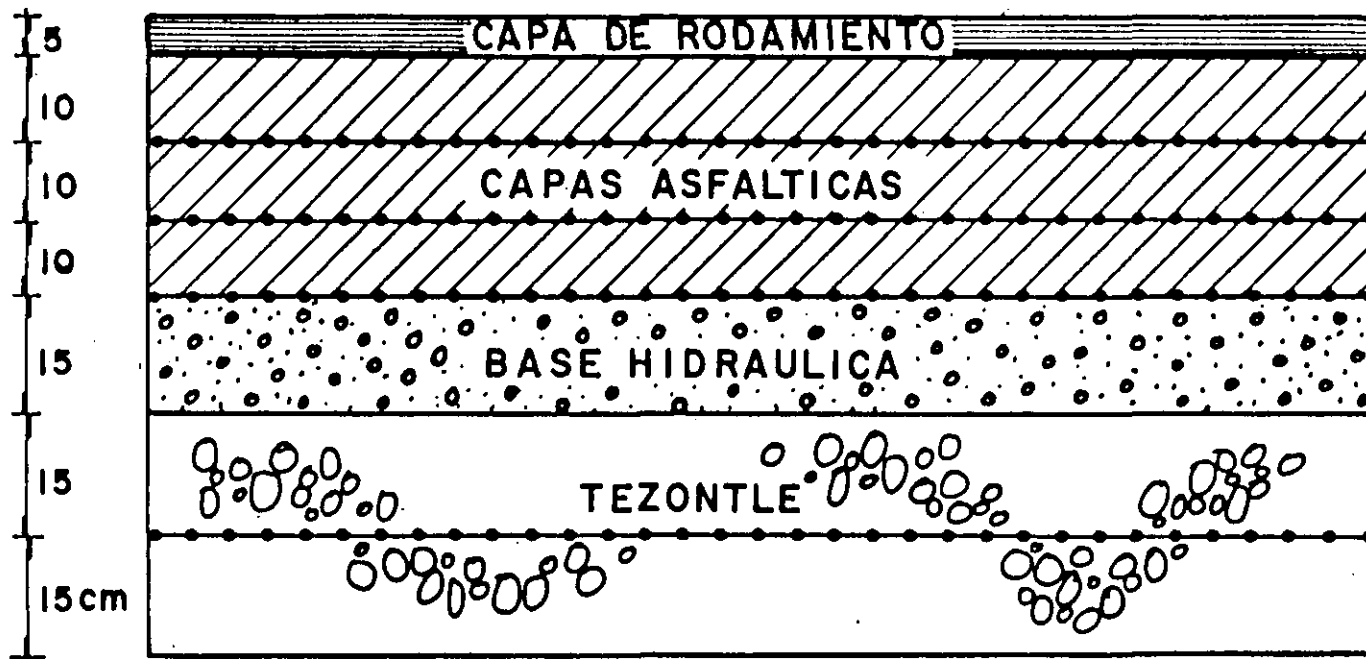
- SUBDRENAJE

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO		APLICACION
-	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
	RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAMAMIENTO.
	CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS
	SLURRY SEAL , RIEGOS DE SELLO	CORREGIR TEXTURA Y DERRAMAMIENTO, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.
-	BACHEO	
	SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
	PROFUNDO	CORREGIR AREAS DEBILES
-	RENIVELACIONES	CORREGIR DEFORMACIONES
-	RECICLADO	CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
-	SOBRECARPETA	REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
-	MODERNIZACIONES	ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
-	RECONSTRUCCION	ADAPTACION PARA UN TRAFICO MAS PESADO.

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS	APLICACION
- RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.
- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL	RESTITUIR ESTRUCTURA
- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUERZO DE CONCRETO HIDRAULICO	MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO, REFUEZO ESTRUCTURAL
- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION	ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS INTENSIVO, MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.



**FIG 5.- REFUERZO DE UNA SECCION COMPENSADA
 PARA REHABILITACION DE LA PISTA 05D -
 23I DEL AICM**

PAVIMENTOS RIGIDOS

- A) USO DE SOBRECARPETAS ASFALTICAS
- B) COLOCACION DE UNA CAPA DE BASE CON O SIN ASFALTO, ENTRE EL PAVIMENTO DAÑADO Y UNA SOBRECARPETA ASFALTICA
- C) CONSTRUCCION DE UNA SOBRECARPETA ASFALTICA DE ESPESOR ADECUADO
- D) USO DE BANDAS DE GEOTEXTIL DE 300 A 450 MM DE ANCHO SOBRE JUNTAS O GRIETAS
- E) EMPLEO DE CAPAS DE ASFALTO AHULADOS
- F) CONSTRUCCION DE UNA SOBRE LOSA DE CONCRETO HIDRAULICO
- G) COLOCACION DE GEOTEXTILES SOBRE LA SUPERFICIE DAÑADA

VENTAJAS DEL USO DE GEOSINTETICOS EN PAVIMENTOS:

- A) RAPIDEZ Y FACILIDAD DE INSTALACION
- B) AHORRO DE MATERIALES DE PAVIMENTACION Y PROLONGACION DE LA VIDA UTIL DE LOS PAVIMENTOS
- C) POSIBILIDAD DE RESOLVER PROBLEMAS COMPLICADOS, CON MATERIALES CONVENCIONALES
- D) AMPLIO CAMPO DE APLICACIONES, POSIBILIDAD DE UTILIZAR GEOCOMPUESTOS CON NUEVOS MATERIALES, FORMAS Y COMBINACIONES
- E) POSIBILIDAD DE USARSE COMO REFUERZO EN PAVIMENTOS RIGIDOS

ESPEORES EFECTIVOS SEGUN EL INSTITUTO DEL ASFALTO. (27)

CLASIFI- CACION.	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	FACTORES DE CONVERSION.
I	Terreno natural en todos los casos	0.0
II	a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$ b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.	0.0-0.2
III	a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el limite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$. b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.	0.2-0.3
IV	a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 80$). b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas. c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, limite inferior cuando sólo hay subrasante. d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.	0.3-0.5
V	a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas. b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas. c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.	0.5-0.7
VI	a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación. b).- Bases asfálticas poco agrietadas. c).- Concreto hidráulico poco agrietado.	0.7-0.9
VII	a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada. b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas. c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin bombeo y con pocas grietas reflejadas.	0.9-1.0

TABLA 6.

POLITICAS DE CONSERVACION

- 1.- ELECCION DEL NIVEL DE SERVICIO
- 2.- DEFINICION DE VALORES CRITICOS O TERMINALES
- 3.- DISPONIBILIDAD DE FONDOS
- 4.- IMPORTANCIA DE LA CARRETERA
- 5.- VOLUMEN DE TRANSITO Y SU MANEJO
- 6.- RELACIONES CON EL USUARIO
- 7.- COSTO Y VIDA UTIL DE LAS ALTERNATIVAS

PROCEDIMIENTO

- 1.- EFECTUAR UNA EVALUACION DEL PAVIMENTO, INVESTIGANDO SU ESTADO, TIPOS DE FALLAS Y CAUSAS PROBABLES.
- 2.- DEFINIR SI LAS FALLAS SON ESTRUCTURALES, FUNCIONALES O DE -- FATIGA.
- 3.- DEFINIR ESPESORES PARA CADA CASO.
PROPONER ALTERNATIVAS.
- 4.- HACER UN ANALISIS DE PREDICCIÓN DE COMPORTAMIENTO.
- 5.- HACER ANALISIS ECONOMICO
- 6.- ELEGIR LA MEJOR ALTERNATIVA.

R E C O M E N D A C I O N E S

- 1.- CORREGIR FALLAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE
- 2.- REVISAR CONDICIONES DE ACOTAMIENTOS
- 3.- CORREGIR GRIETAS Y EFECTUAR BACHEO Y RENIVELACIONES
- 4.- DIMENSIONAR ESPESORES, CONSIDERANDO ADEMÁS ASPECTOS DE PENDIENTES Y REFLEXION DE GRIETAS
- 5.- DISEÑO ADECUADO DE LA MEZCLA Y CONSTRUCCION CORRECTA.

A P L I C A C I O N E S

- 1.- TRATAMIENTO DE GRIETAS
 - 1.1.- RIEGOS
 - 1.2.- RELLENOS

- 2.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES
 - 2.1.- ASFALTO
 - 2.2.- ASFALTO Y AGREGADOS
 - 2.3.- MORTEROS

- 3.- MEZCLAS ELABORADAS EN EL LUGAR O EN PLANTA
 - 3.1.- RENIVELACIONES
 - 3.2.- SOBRECARPETAS DELGADAS
 - 3.3.- REPOSICION DE CARPETAS EN BACHES

RIEGO DE IMPREGNACION

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- REILLENADO DE HUECOS CAPILARES
- 3.- CUBRIR Y RETENER PARTICULAS SUELTAS
- 4.- ENDURECIMIENTO DE LA SUPERFICIE
- 5.- ADHERIR A LA BASE EL TRATAMIENTO POSTERIOR

CANTIDAD DE ASFALTO

1 A 2 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

24 HR

CUIDADOS

LIMPIEZA CUIDADOSA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA CANTIDAD DE ASFALTO APLICADA, ELIMINAR EXCESOS, IMPEDIR EL TRANSITO.

PALIATIVO CONTRA EL POLVO

OBJETIVOS

- 1.- ELIMINAR EL POLVO EN SUPERFICIES DE TIERRA FORMANDO UNA COS
TRA ENDURECIDA, ESTABILIZANDO EL MATERIAL, CON APLICACIONES
ANUALES SUCESIVAS

CANTIDAD DE ASFALTO

3 A 4.5 LT/M², EN TRES APLICACIONES

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

VARIAS SEMANAS

CUIDADOS

CONFORMAR Y COMPACTAR LA SUPERFICIE
IMPEDIR EL TRANSITO DURANTE UN DIA

RIEGO DE LIGA

OBJETIVOS

- 1.- PROPORCIONAR ADHERENCIA ENTRE UNA SUPERFICIE Y UNA NUEVA CAPA

CANTIDAD DE ASFALTO

0.25 A 0.8 LT/M²

TIEMPO DE CURADO

SUFICIENTE PARA EL ROMPIMIENTO DE LA EMULSION O EVAPORACION DE SOLVENTES

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, VIGILAR LA UNIFORMIDAD Y CANTIDAD APLICADA, EVITAR EL TRANSITO Y CIRCULACION LENTA CUANDO SE PERMITA EL PASO

RIEGO TAPON

OBJETIVOS

- 1.- IMPIDE LA ENTRADA DE AIRE Y AGUA AL PAVIMENTO
- 2.- PREVIENE DESPRENDIMIENTOS DEL AGREGADO DE UNA CARPETA
- 3.- REJUVENECE CARPETAS ANTIGUAS

CANTIDAD DE ASFALTO

0.5 A 1.0 LT/M²

TIEMPO DE PENETRACION Y CURADO

UNA A DOS HORAS

CUIDADOS

LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE, IMPEDIR EL TRANSITO EN EL LAPSO DE PENETRACION Y CURADO

SLURRY SEAL

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- RELLENAR GRIETAS Y HUECOS DE DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS
- 3.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 4.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

MATERIAL PETREO	100 KG
EMULSION ASFALTICA	15 - 30 LT
AGUA	10 - 15 LT

GRANULOMETRICA TIPICA (NSSA)

MALLA	POR CIENTO QUE PASA %
N° 8	100
N° 16	55-85
N° 30	35-60
N° 50	20-45
N°100	10-30
N°200	5-15

CUIDADOS

- 1.- LIMPIEZA Y TRATAMIENTO DE GRIETAS DE LA SUPERFICIE
- 2.- TEMPERATURA DE LA SUPERFICIE MAYOR DE 25°C Y SUSPENDER SI AMENAZA LLUVIA
- 3.- HUMEDECER LA SUPERFICIE Y APLICAR UN RIEGO DE LIGA SOBRE CARPETAS RESECAS Y ENVEJECIDAS (EMULSION DILUIDA A 1.3, 0.2 A 0.4 LT/M²)
- 5.- DEJAR CURAR HASTA QUE ADQUIERA FIRMEZA Y COMPACTAR CON ROLLO NEUMATICO. A CONTINUACION PODRA PERMITIRSE EL TRANSITO.

CARPETAS DE RIEGOS Y RIEGOS DE SELLO

OBJETIVOS

- 1.- IMPERMEABILIZAR LA SUPERFICIE
- 2.- MEJORAR LA TEXTURA DE CARPETAS ANTIGUAS
- 3.- MEJORAR LA APARIENCIA DE LA SUPERFICIE

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

- 1.- EL VOLUMEN DE VACIOS ENTRE LOS AGREGADOS RECIEN COLOCADOS ES DEL ORDEN DE 50%, DESPUES DE COMPACTAR SE REDUCE A 30% Y EL TRANSITO LO REDUCE A 20%
- 2.- CON EL TIEMPO LOS AGREGADOS SE ACOMODAN SEGUN SU FORMA (MINIMA DIMENSION PROMEDIO)
- 3.- EL ASFALTO UTILIZADO DEBE OCUPAR EL 70% DEL VOLUMEN DE VACIOS FINAL O EL 60% CUANDO EL TRANSITO ES INTENSO
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO DEBE SER DE 1.27 A 0.63 CM ($\frac{1}{2}$ A $\frac{1}{4}$ PULG) CON RELACION 2:1 ENTRE TAMAÑOS MAXIMO Y MINIMO
- 5.- VER PROCEDIMIENTO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO. (MS-13)

FORMULAS

- | | |
|--|------------------------------|
| 1) $S = 7.985 \text{ GM } H_1 \text{ E}$ | 3) $S = 0.0272 \text{ MW}$ |
| 2) $A = 2T H_1 + V$ | 4) $A = 5.08 \text{ MT} + V$ |
| $S, \text{ KG/M}^2$ | $W, \text{ KG/M}^3$ |
| $H_1, \text{ CM}$ | |
| $A, \text{ LT/M}^2$ | |
| $V, \text{ LT/M}^2$ | |

$$5) \quad SM = \frac{0.06 \quad G_T}{WR}$$

$$6) \quad L = \frac{T}{WR}$$

SM, KM/HR
 GT, LT/MIN
 W, M
 R, LT/M²
 L, M
 T, LT

CUIDADOS

- 1.- REPARACION DE DETERIOROS Y LIMPIEZA
- 2.- ADECUADO MANEJO DE MATERIALES Y EQUIPO
- 3.- COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO Y BARRER PARA ELIMINAR EL -
 AGREGADO SUELO
- 4.- CONTROL DE TRANSITO

CARPETAS DE MEZCLA ASFALTICA ELA BORADAS EN PLANTA O EN EL LUGAR

OBJETIVOS

- 1.- RENIVELAR Y SUSTITUCION DE CARPETA EN BACHEOS
- 2.- IMPERMEABILIZAR
- 3.- MEJORAR LAS CARACTERISTICAS DE RUGOSIDAD, RESISTENCIA AL DE
RRAPAMIENTO, APARIENCIA
- 4.- PROLONGAR LA VIDA DE UN PAVIMENTO, Y AUMENTAR SU CAPACIDAD
ESTRUCTURAL A BAJO COSTO
- 5.- REPARACIONES URGENTES

PROPORCION DE ASFALTO Y AGREGADOS

FORMULAS

SCT $A = 0.20 a + 0.045b + cd$

A = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 10

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 10 Y ES RETENIDO EN LA MALLA
200

c = PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA 200

d = FACTOR QUE DEPENDE DE LA ABSORCION DE LOS AGREGADOS --
(0.15 - 0.35)

INSTITUTO DEL ASFALTO $P = 0.02 A + 0.07b + 0.15c + 0.20d$

P = CONTENIDO DE ASFALTO, PORCIENTO EN PESO DEL AGREGADO

a = PORCENTAJE RETENIDO EN MALLA 50

b = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 50 Y SE RETIENE EN LA 100

c = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 100 Y SE RETIENE EN LA 200

d = PORCENTAJE QUE PASA MALLA 200

METODO CKE

PROPORCIONAMIENTO SEGUN RESULTADOS DE PRUEBAS
MARSHALL, HVEEM, HUBBARFIELD, ETC.

VIGILAR:

ESTABILIDAD
DURABILIDAD
FLEXIBILIDAD
RESISTENCIA A FATIGA
IMPERMEABILIDAD
TRABAJABILIDAD

CUIDADOS

VIGILAR TEMPERATURAS DE AGREGADOS, ASFALTO Y MEZCLA CONDI-
CIONES AMBIENTALES
DOSIFICACION DE ASFALTO Y SU CORRECTA MEZCLA CON AGREGADOS
CALIDAD DE AGREGADOS
COMPACTACION Y ACABADO FINAL

CASOS EN QUE PUEDE RECOMENDARSE LAS
SOBRECARPETAS CON EXITO.

- 1.- PARA CORREGIR FALLAS FUNCIONALES
- 2.- PARA REFORZAR UN PAVIMIENTO ESTRUCTURALMENTE ADECUADO,
QUE DEBE ADECUARSE PARA UN VOLUMEN DE TRANSITO MAYOR.
PUEDE CONSIDERARSE CONSTRUCCION POR ETAPAS.
- 3.- PARA REFORZAR UN PAVIMENTO CON PROBLEMAS ESTRUCTURALES
EN LA BASE O CARPETA.
- 4.- PARA SOLUCIONAR PROBLEMAS DE FATIGA
- 5.- PARA REHABILITAR CARPETAS ENVEJECIDAS.
- 6.- EN CASOS DE SOLUCIONES TEMPORALES.

PRINCIPALES ACTIVIDADES

- 1.- COLOCACION DE DISPOSITIVOS DE CONTROL DE TRANSITO
- 2.- LIMPIEZA DEL AREA
- 3.- EJECUCION DE CORTES
- 4.- REMOCION DE MATERIALES Y TRATAMIENTO DE LA ZONA DESCUBIERTA
- 5.- RIEGOS ASFALTICOS DE IMPREGNACION Y/O LIGA, CALAFATEO DE --
GRIETAS
- 6.- RIEGOS DE AGREGADOS O COLOCACION DE MEZCLAS ASFALTICAS
- 7.- COMPACTACION, BARRIDO, ETC.
- 8.- VIGILANCIA DEL ACABADO
- 9.- RETIRO DE DISPOSITIVOS Y REANUDACION DEL TRANSITO

- 1.- TIPO PIEL DE COCODRILO.- AGRIETAMIENTOS POLIGONALES
- 1.1.- CAUSA.- EXCESIVA DEFLEXION PRODUCIDA POR EL TRANSITO SOBRE SUBRASANTES INESTABLES. PUEDE INFLUIR LA PRESENCIA DE AGUA.
- 1.2.- REPARACION.- DEBE INCLUIR LA REMOCION DEL MATERIAL INESTABLE, INCLUYENDO LA INSTALACION DEL DRENAJE NECESARIO, PARA QUE LA REPARACION SEA PERMANENTE. LAS REPARACIONES TEMPORALES CONSISTEN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES O BACHEOS SUPERFICIALES. ES IMPORTANTE QUE SE ACTUE DE INMEDIATO PARA EVITAR DAÑOS POSTERIORES EN EL PAVIMENTO.
- 1.2.1.- BACHEO PROFUNDO (REPARACION PERMANENTE)
 - A) ELIMINAR EL MATERIAL INESTABLE HASTA ENCONTRAR SOPORTE FIRME. LA EXCAVACION DEBERÁ ABARCAR COMO MINIMO 30 CM FUERA DEL AREA AGRIETADA. LOS CORTES DEBEN SER RECTOS CON PAREDES VERTICALES, DE FORMA RECTANGULAR O CUADRADA.
 - B) APLICAR UN RIEGO ASFALTICO A LAS PAREDES DEL CORTE
 - C) RELLENAR CON MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN CALIENTE EN PLANTA, DE GRANULOMETRIA DENSA. SI NO SE DISPONE DE ESTA MEZCLA, UTILIZAR BASE HIDRAULICA COMPACTADA POR CAPAS.
 - D) SE USARA PLACA VIBRATORIA O RODILLO PARA COMPACTAR, SEGUN LAS DIMENSIONES DEL AREA.
 - E) ANTES DE COLOCAR LA CARPETA DEBE IMPREGNARSE LA SUPERFICIE DE LA BASE TERMINADA Y EN SEGUIDA COLOCAR LA CARPETA ASFALTICA, DE MEZCLA EN PLANTA O EN EL LUGAR.
 - F) SE USARA UN CORDON O UNA REGLA PARA VERIFICAR QUE NO EXISTAN DEPRESIONES EN LA SUPERFICIE DEL BACHE.

AGRIETAMIENTOS

DEBE INVESTIGARSE LA CAUSA QUE PRODUJO EL AGRIETAMIENTO. --
PUEDEN SER SINTOMA DE UN PROBLEMA IMPORTANTE, COMO FATIGA, INESTABI
LIDAD DE LAS CAPAS INFERIORES, DEBILIDAD ESTRUCTURAL, ETC. 6

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUC
TURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO,
BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

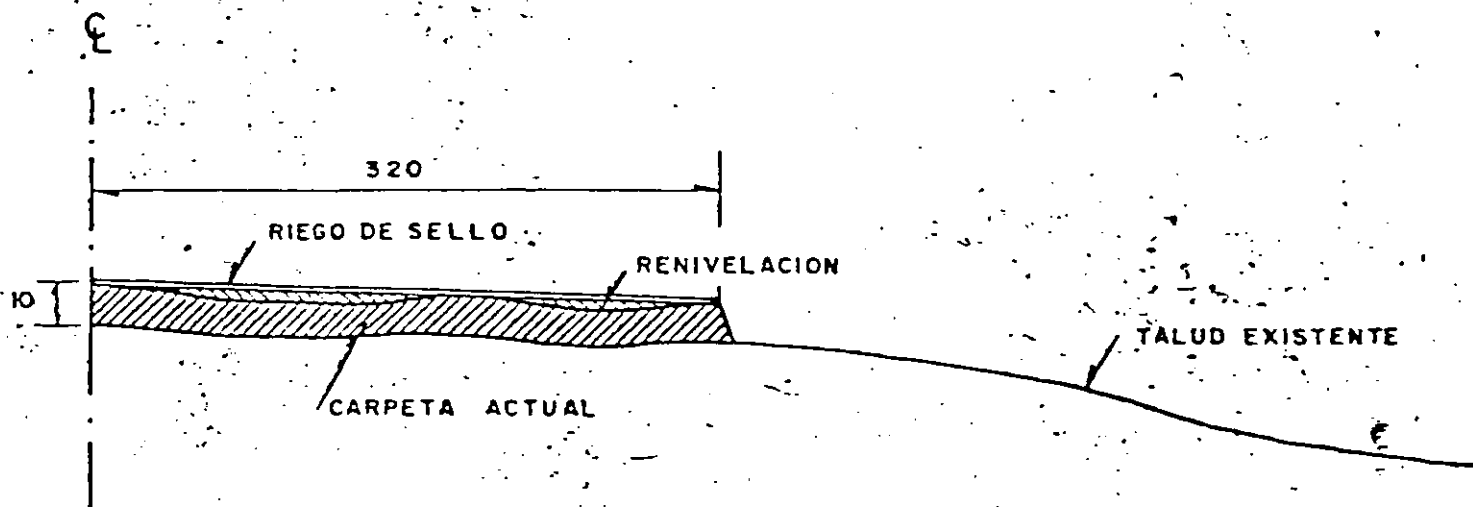
- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECE
SARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA
PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

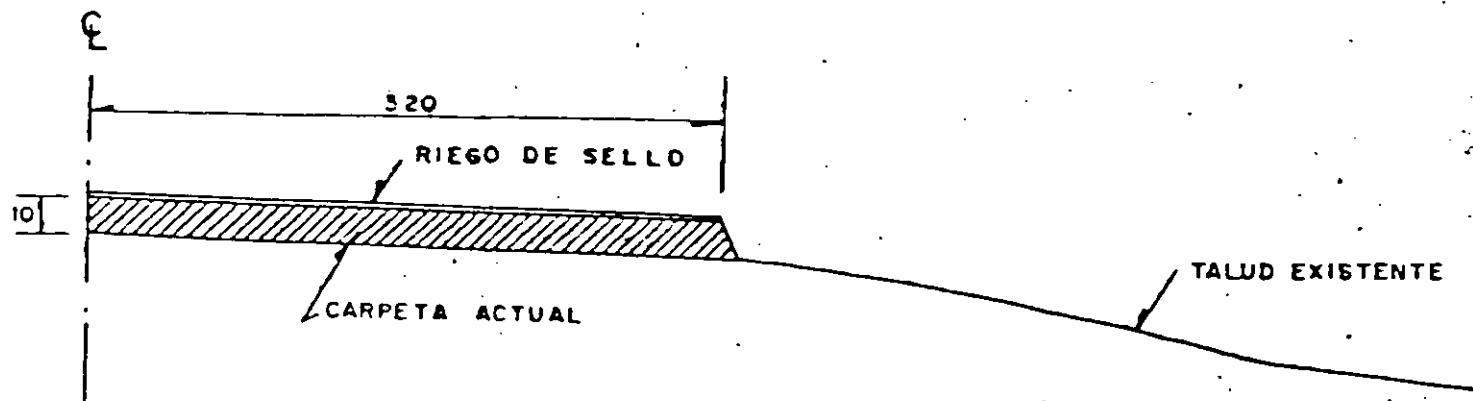
- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

SECCION II



SECCION III



1.2.2.- BACHEO SUPERFICIAL. (REPARACION TEMPORAL)

GRIETAS MAYORES DE 3 MM.

- A) CORTAR UNA RANURA ALREDEDOR DEL AREA POR BACHEAR
- B) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO
- C) EXTENDER MEZCLA ASFALTICA EN PLANTA Y EN CALIENTE, DE -- GRANULOMETRIA FINA, PARA RELLENAR LAS GRIETAS UTILIZANDO UN CEPILLO, COMPACTAR CON PLACA VIBRATORIA.
- D) APLICAR RIEGO DE LIGA Y COLOCAR UNA CAPA DE MEZCLA ASFÁL TICA ELABORADA EN PLANTA O EN EL LUGAR. COMPACTARLA CON PLACA VIBRATORIA O CON RODILLO. PUEDE USARSE PARA ESTO - UN CAMION.

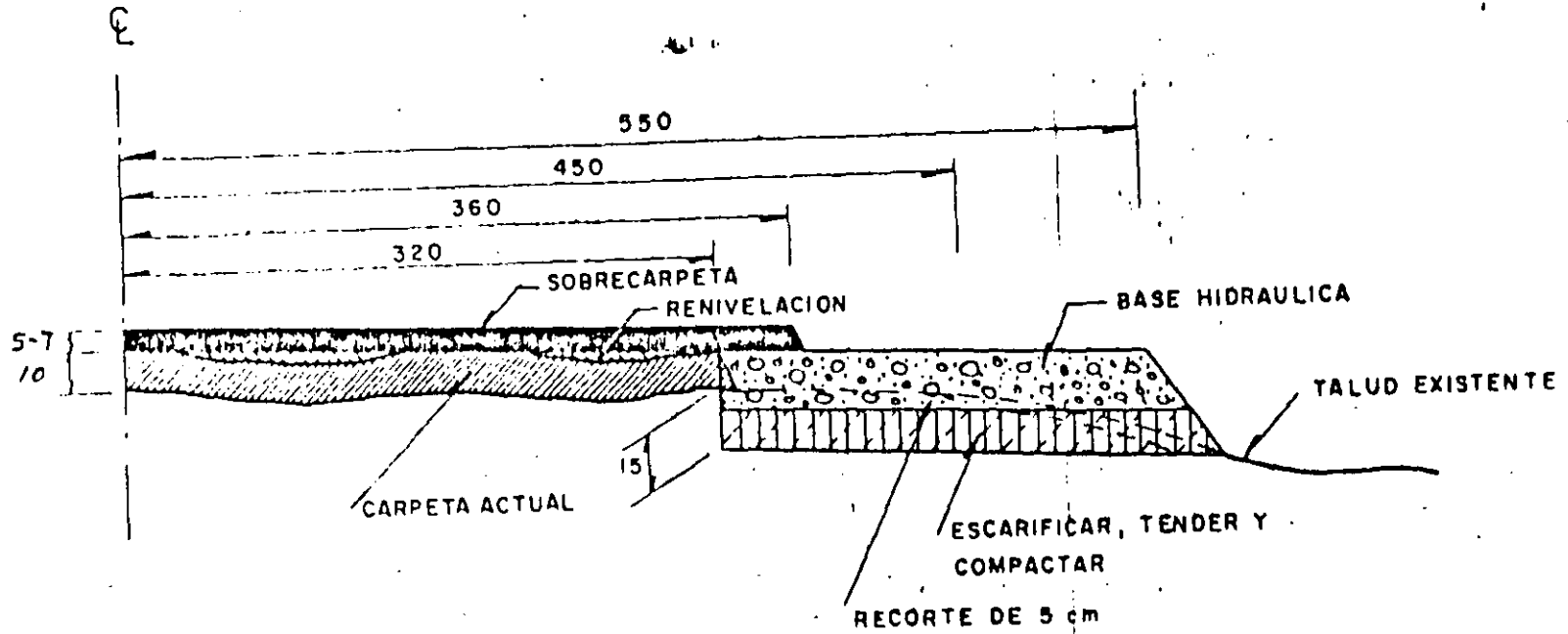
1.2.3.- RIEGO DE SELLO (REPARACION TEMPORAL) GRIETAS MENORES DE --- 3 MM.

- A) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO.
- B) APLICACION DEL RIEGO ASFALTICO A RAZÓN DE 0.7 A 1.1 LT/M².
- C) APLICACION INMEDIATA DEL RIEGO DE AGREGADOS (¾" A N° 10, 6 MM A).
- D) COMPACTAR CON RODILLO NEUMATICO O LAS RUEDAS DE UN CA--- MION.
- E) DEJAR CURAR ANTES DE REANUDAR EL TRANSITO.

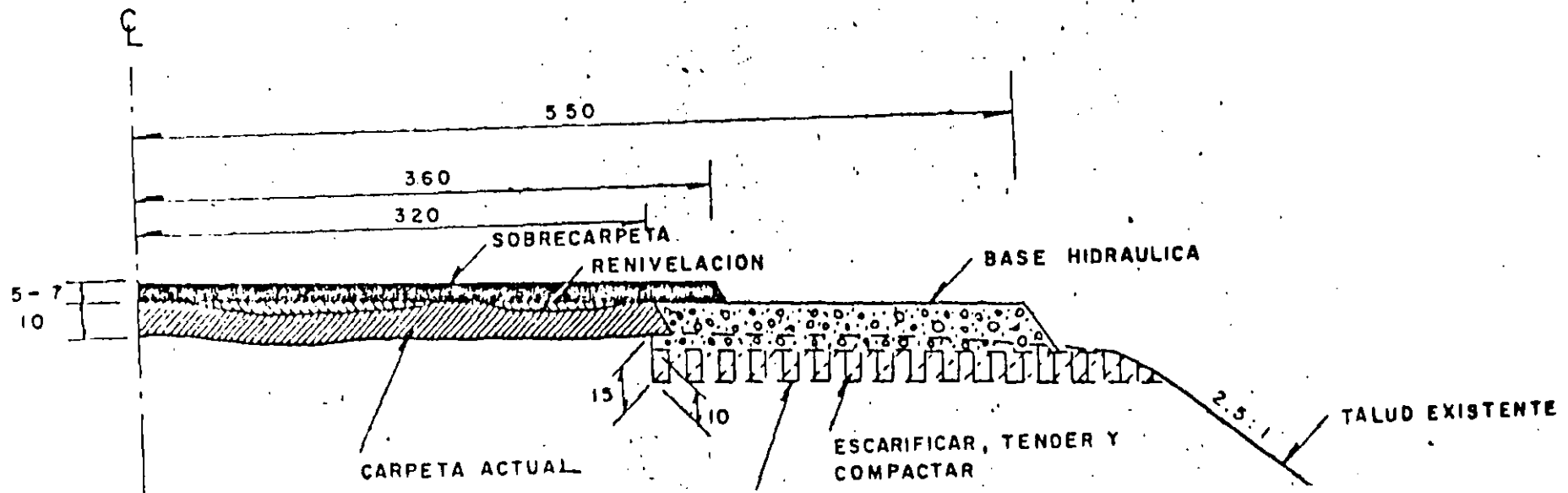
1.2.4.- SLURRY SEAL O MORTERO (REPARACION TEMPORAL)

- A) LIMPIEZA DEL AREA CON CEPILLOS Y AIRE COMPRIMIDO.
- B) APLICACION DEL SLURRY SEAL.

SECCION II



SECCION III



PROCEDIMIENTO I

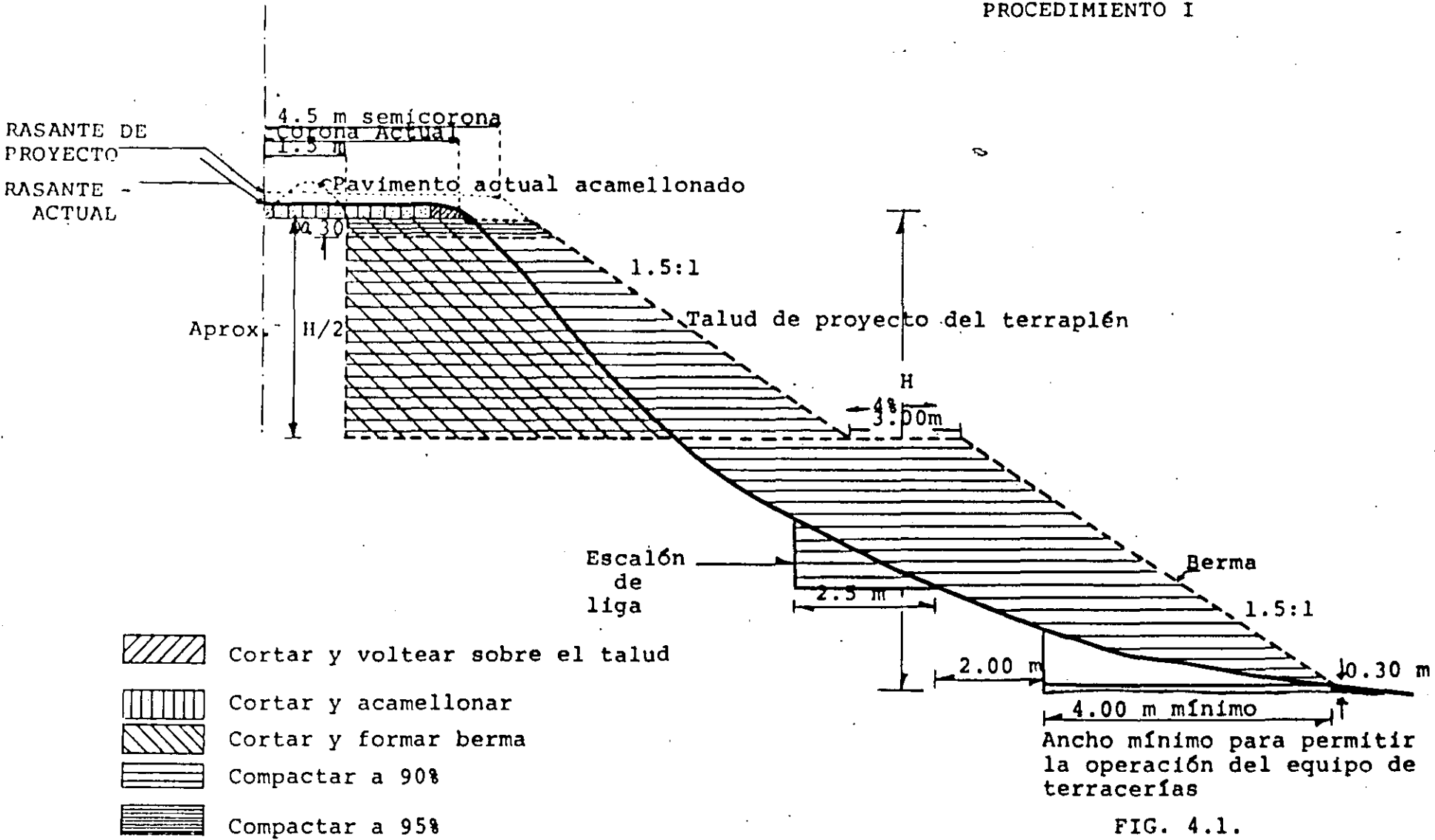


FIG. 4.1.

GEOSOL S.A.

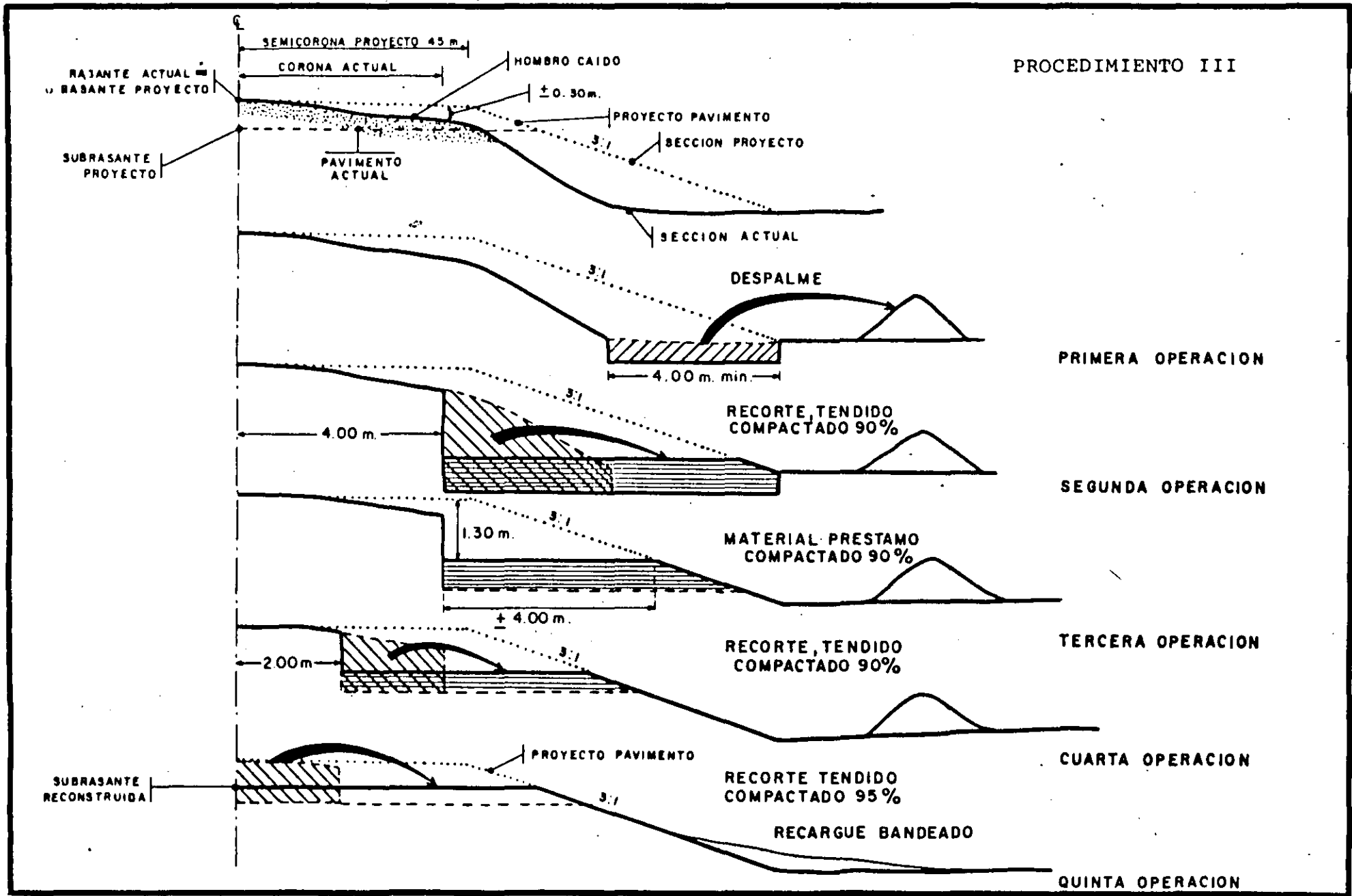


FIG. 43

ALGUNAS RELACIONES DE DETERIORO Y RESISTENCIA
PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES

<p>DEFLEXIONES CON VIGA BENKELMAN BASES GRANULARES $SNC = 3.48 DEF - 0.311$</p>
<p>AGRIETAMIENTOS $TCR = 4.21 \exp (0.139 SNC - 17.1 YE / SNC^2)$</p>
<p>RUGOSIDAD $RI(t) = (RI_0 + 725 (1 + SNC)^{-5} NE(t)) e^{0.0153 t}$</p>

EN DONDE :

SNC = NUMERO ESTRUCTURAL MODIFICADO

$$= 0.04 \sum a_i h_i + SN_{sg}$$

a_i = COEFICIENTE DE RESISTENCIA POR CAPA

h_i = ESPESOR DE CADA CAPA, mm

SN_{sg} = CONTRIBUCION DE LA SUBRASANTE

$$= 3.51 \log CBR - 0.85 (\log CBR)^2 - 1.43$$

CBR = VALOR RELATIVO SOPORTE DE LA SUBRASANTE, %

DEF = DEFLEXION MEDIDA CON VIGA BENKELMAN, mm

TCR = LAPSO ESPERADO PARA LA APARICION DE
AGRIETAMIENTOS, mm

YE = EJES ACUMULADOS ANUALES, MILLONES DE
EJES EQUIVALENTES / CARRIL / AÑO

$RI(t)$ = RUGOSIDAD DESPUES DE t AÑOS, m/k m IRI

RI_0 = RUGOSIDAD INICIAL, m/k m IRI

$NE(t)$ = EJES ACUMULADOS EN EL LAPSO t , MILLONES
DE EJES EQUIVALENTES

t = TIEMPO TRANSCURRIDO EN AÑOS

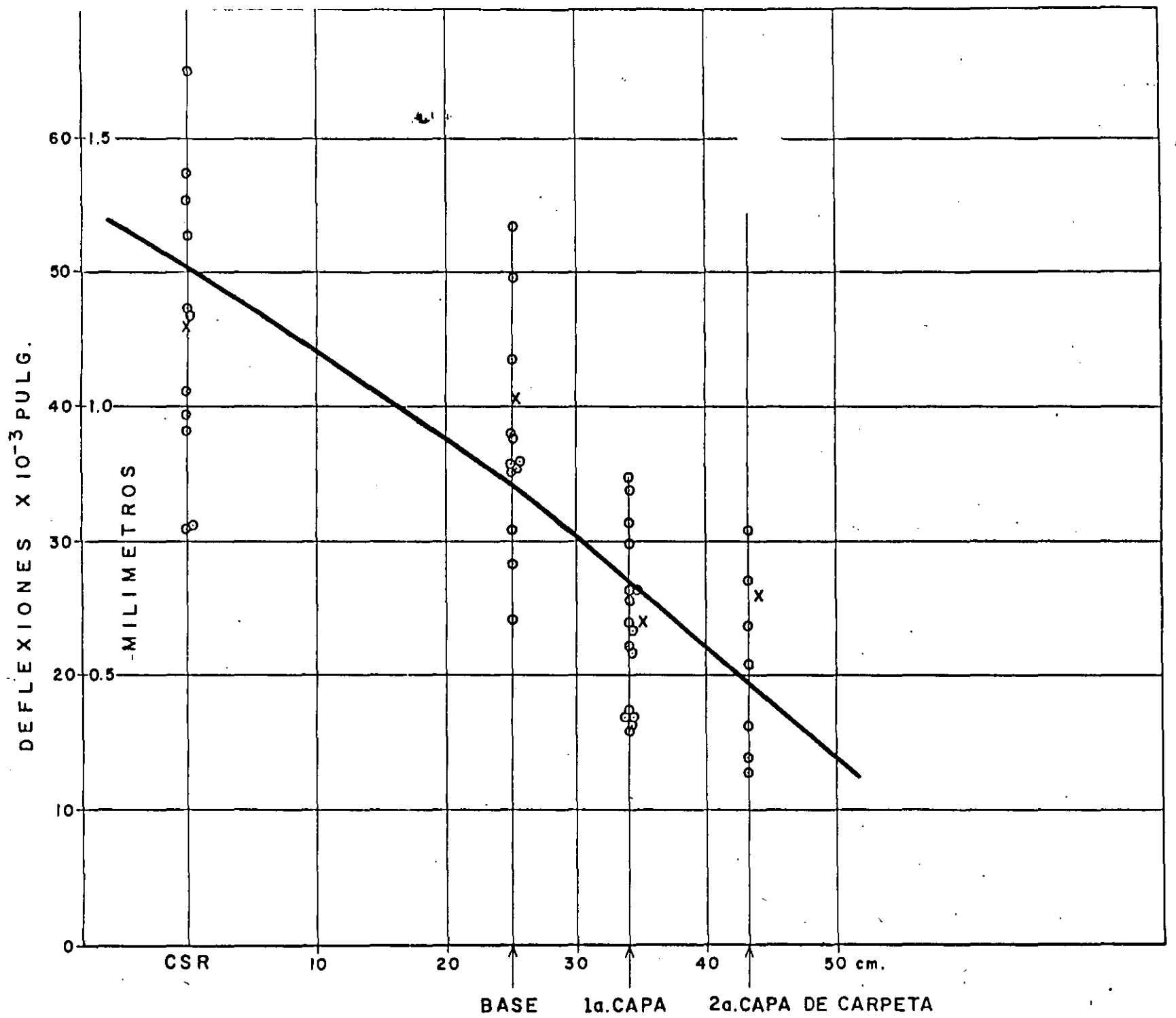
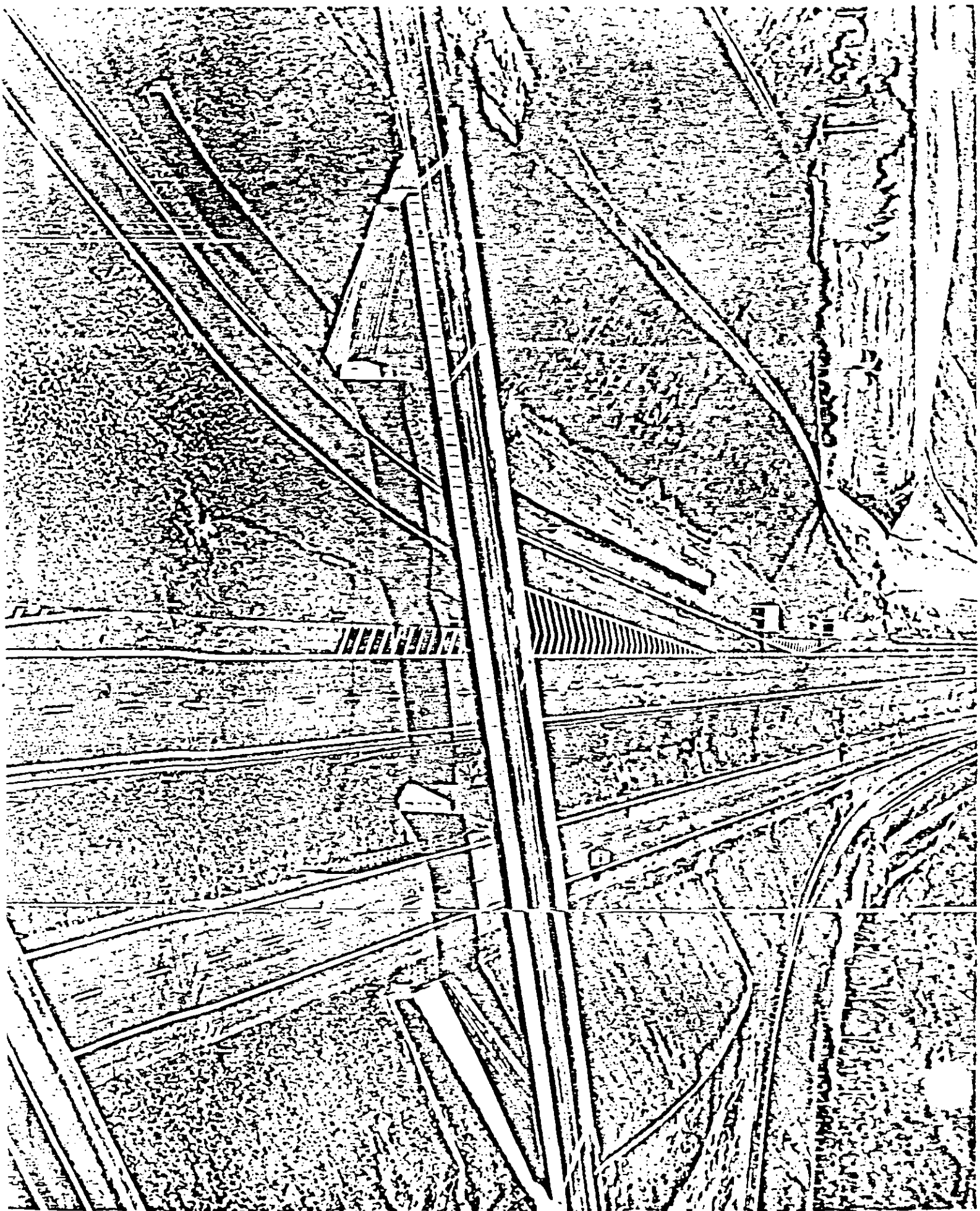
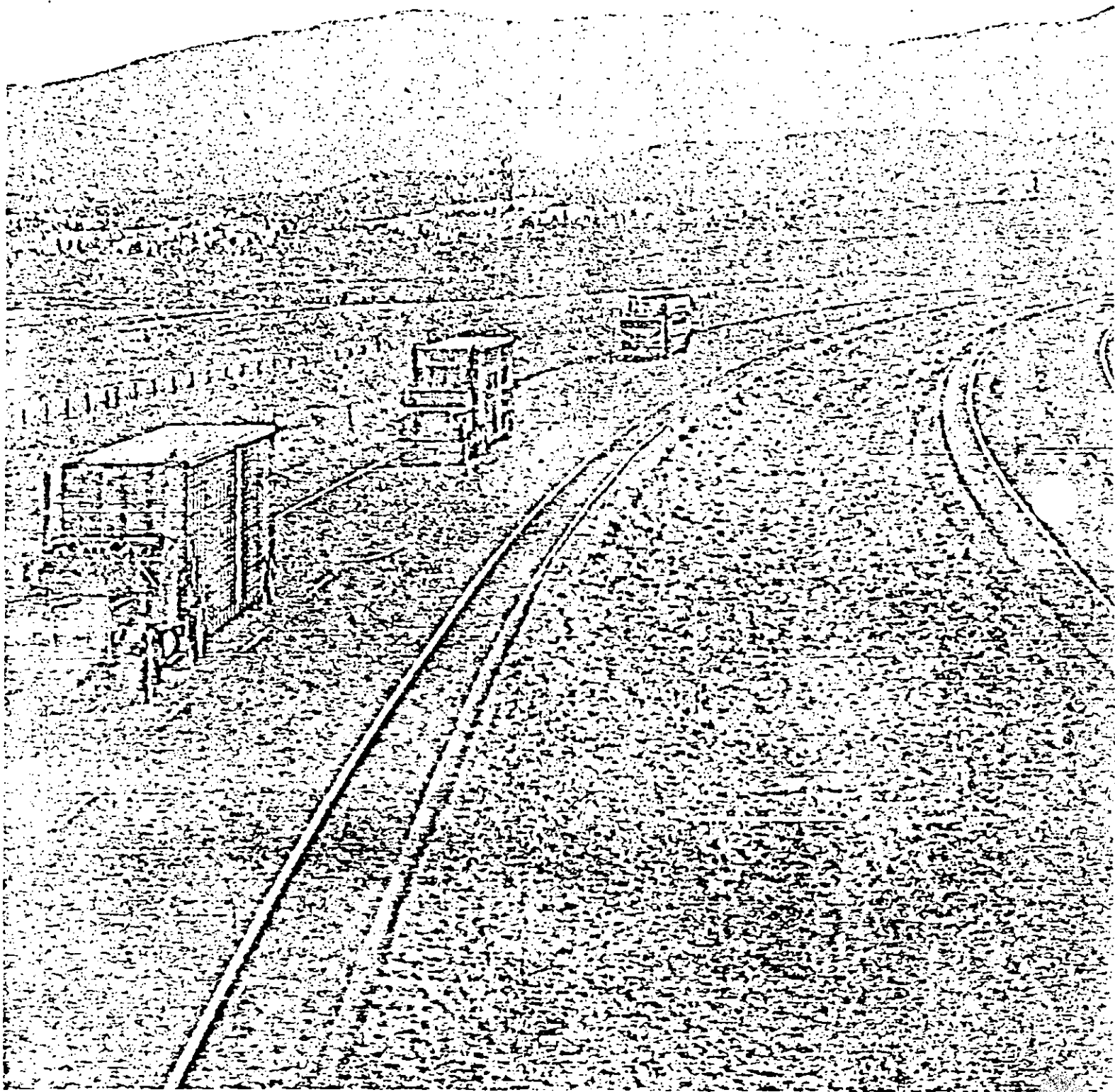


FIG. 5.- VARIACION DE LAS DEFLESIONES DURANTE LA CONSTRUCCION







**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

6. TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

ING. JAVIER HERRERA LOZANO

AGOSTO - 1992

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

4. EJEMPLOS DE APLICACION

Como ilustración, en este capítulo se resuelven problemas de diseño mediante tres opciones: diseño gráfico, calculadora programable y computadora. Los nomogramas y programas correspondientes a cada una de las opciones se incluyen en los Apéndices A, B y D.

En el ejemplo con diseño gráfico se hace énfasis en la determinación de las variables de diseño; en las otras dos, se supone que el analista fija previamente las variables, por lo que solo se ilustra la manera de utilizarlas y los resultados que se obtienen.

4.1 *Diseño gráfico*

4.1.1 Ejemplo

Supóngase que se va a proyectar el pavimento de un tramo de carretera de dos carriles, tipo secundario, a nueve años. La carretera está alojada en terreno plano, por lo que sus características geométricas son aceptables. En ge

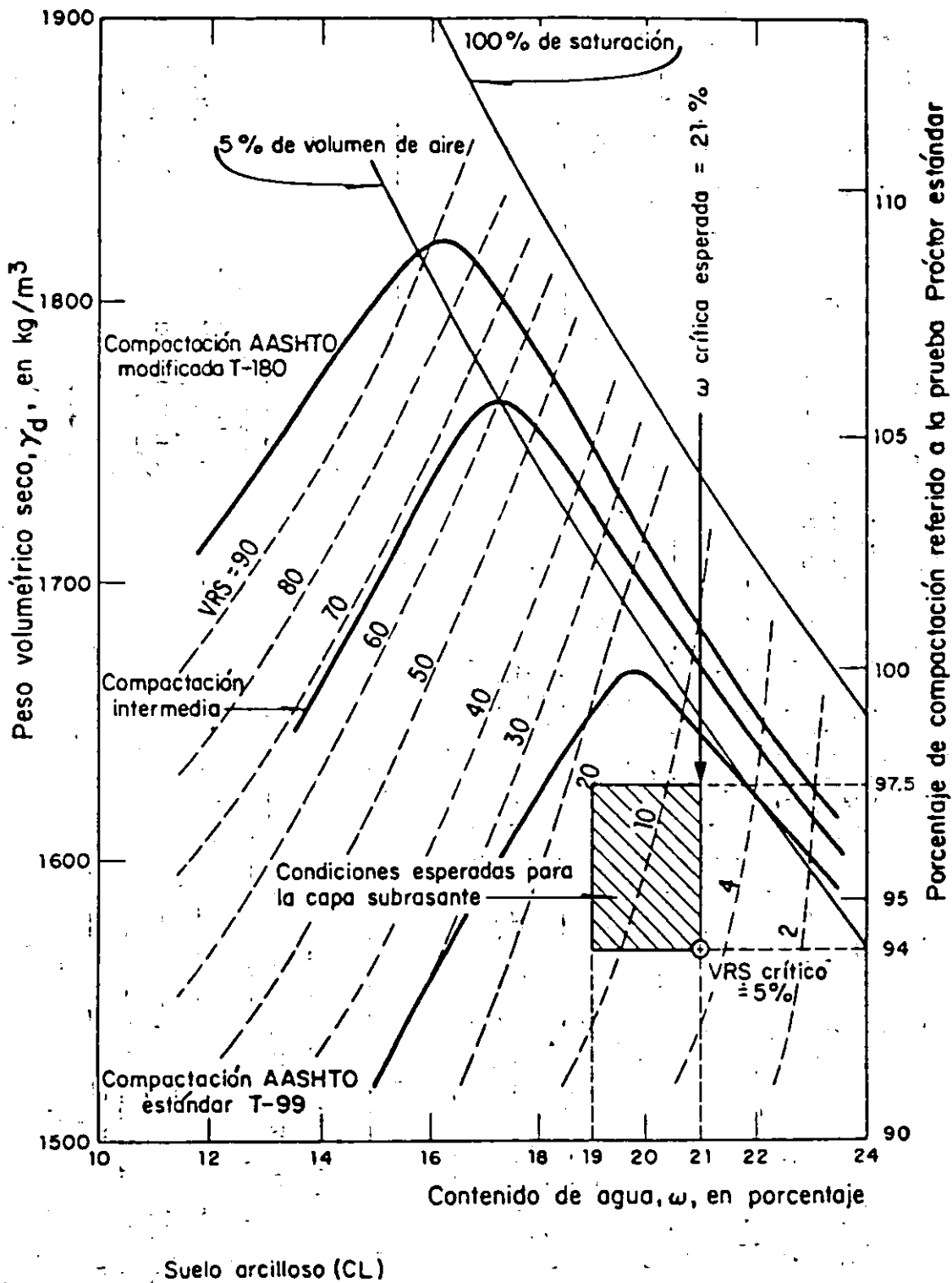


Fig 4. Ejemplo: relaciones peso volumétrico seco - contenido de agua - VRS, para un suelo arcilloso

compactaciones y humedades que se espera lograr en el campo. Así, si se prevén compactaciones del 94 al 97.5 por ciento respecto a la prueba AASHTO estándar, con humedades de 19 a 21 por ciento, se observa que se obtendrán resistencias de 5 a 17 por ciento. Como la carretera tiene condiciones de drenaje pobres, es muy probable que la humedad de las terracerías sea superior al óptimo. Si se considera, de acuerdo con la experiencia regional, que la humedad de equilibrio será 21 por ciento, se deduce que la resistencia mínima de la capa subrasante puede estimarse en 5 por ciento. Por experiencias en el lugar, se asigna un $\widehat{VRS}_z = 3$ al desplante del cuerpo del terraplén.

Para determinar la resistencia de los materiales que formarán las capas de base y sub-base pueden emplearse criterios similares a los anteriores, o bien pruebas de laboratorio donde se estima el VRS medio y su coeficiente de variación. Sin embargo, es necesario considerar un coeficiente de variación (V) que no solamente refleje las variaciones propias del material, sino también la incertidumbre en los cambios del comportamiento real del material, ya sea por degradación, cambios volumétricos, saturación, etc; es decir, el coeficiente de variación debe fijarse de acuerdo con las condiciones esperadas en el campo, tomando en cuenta la experiencia regional.

En el ejemplo que se desarrolla, las resistencias son:

MATERIAL	TRATAMIENTO	\overline{VRS}_z	V	\widehat{VRS}_z
A. Piedra triturada	Trituración	140	0.20	116*
B. Grava natural	Cribado	100	0.25	80*
C. Arena arcillosa	Ninguno	60	0.30	45*
D. Arcilla subrasante	Mezclado	--	--	5**
E. Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	Ninguno	--	--	3**

* Valor crítico de acuerdo con la ec 16: $\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} (1-0.84V)$

** Mínimo estimado de acuerdo con gráficas similares a la fig 4

Los materiales A y B pueden emplearse en la capa de base, ya que tienen valores relativos de soporte críticos aceptables y cumplen con todas las normas de calidad fijadas por la SAHOP. El empleo de cada uno de esos materiales en una capa determinada, dependerá de factores económicos y/o constructivos.

b) Determinación del tránsito equivalente.

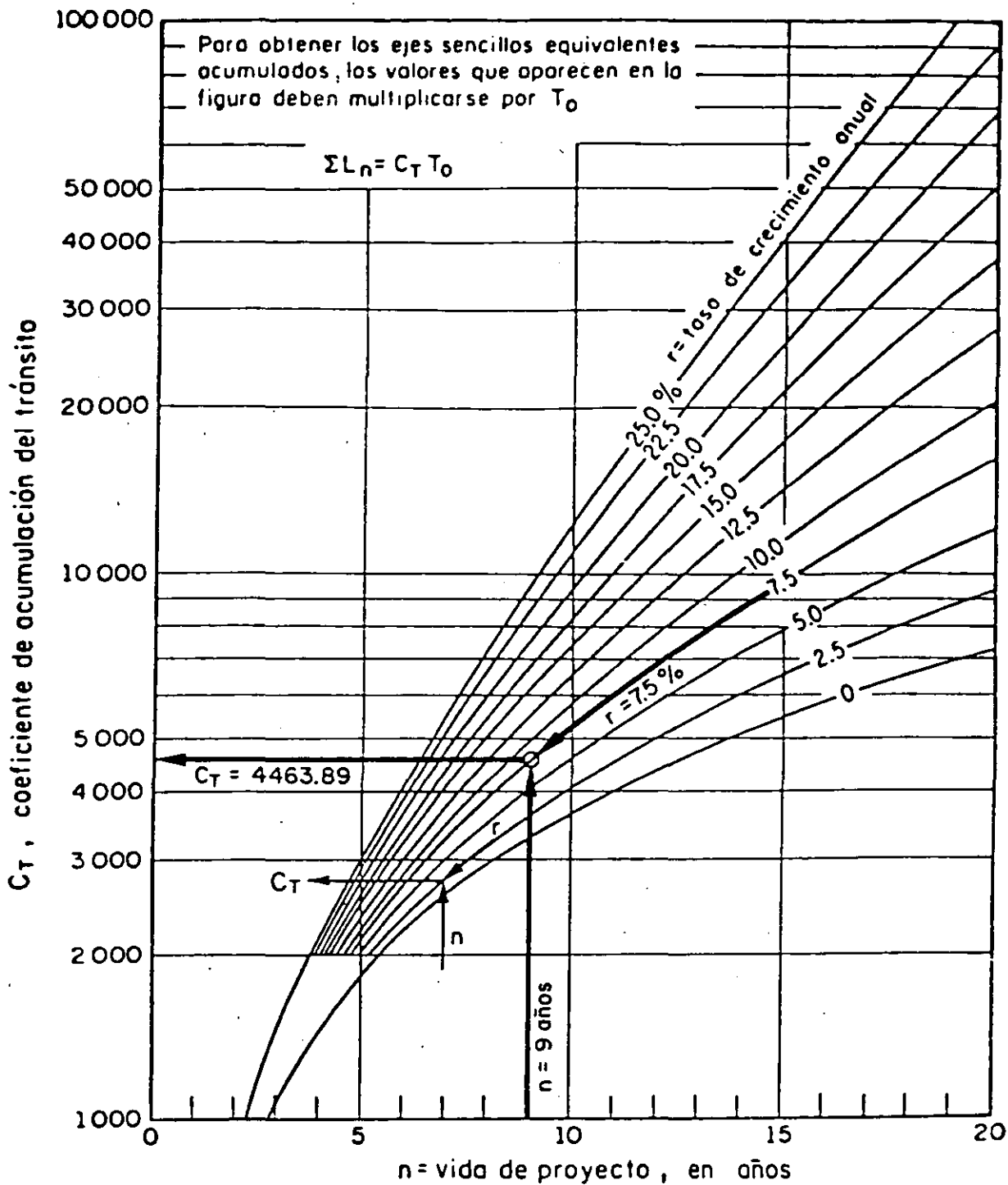
El tránsito equivalente o número de cargas estándar acumulado al final del periodo de análisis (L), requiere de la determinación previa de los coeficientes de daño por eje y por vehículo. Como se indicó, estos coeficientes de daño se determinan con ecuaciones, pero también pueden obtenerse gráficamente del nomograma de la figura 9, siguiendo las instrucciones que el él se indican. En las tablas E-1, E-3, E-6 y E-10 se presentan coeficientes de daño para algunos tipos de vehículos.

Para determinar L en el problema propuesto, los coeficientes de daño se tomaron de tablas como las anteriores, y se aplicó la ecuación correspondiente. La tabla que aparece en la fig. 5 resulta conveniente para ordenar los cálculos. El octavo renglón de esta tabla en términos generales representa el número medio de ejes equivalentes por cada vehículo que circula por la carretera. En las diferentes zonas del país, sería conveniente relacionar ese número con el tipo de carretera, lo cual simplificaría en gran medida la determinación del tránsito equivalente.

El renglón 10 de la tabla de la fig. 5 representa el coeficiente de acumulación del tránsito, o sea el número por el que se multiplica el tránsito diario inicial para obtener el número de vehículos que pasan por la carretera en n años, considerando una tasa de incremento anual constante. Este coeficiente puede calcularse con la ec 18 o leerse directamente del nomograma que se ilustra en la fig. 6.

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
					④ CARPETA Y BASE Z ^o : 0	⑤ SUB-BASE Y TERRACERIAS Z ^o : 30	⑥ = ③ x ④ CARPETA Y BASE	⑦ = ③ x ⑤ SUB-BASE Y TERRACERIAS
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.6	0.086	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]^{365}$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨	250	250	
					C_T ⑩	4463.89	4463.89	
					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩	1458578	767790	

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)



$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$
<p>C_T, coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r</p> <p>T_0, tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton</p> <p>ΣL_n, tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton</p>

Fig 6. Ejemplo: gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

En el ejemplo propuesto para el diseño de carpetas y bases, se obtiene un tránsito equivalente (ΣL) igual a 1458 578 ejes, suponiendo $z = 0$ cm. Para el diseño de sub-bases y terracerías, considerando $z = 30$ cm, el tránsito estándar acumulado (ΣL) es de 767 790 ejes.

c) Asignación del nivel de confianza

Como la acarretera es secundaria y se estiman buen control de construcción y conservación adecuada, puede elegirse un nivel de confianza relativamente bajo, por ejemplo, $Q_U = 0.70$.

d) Determinación de espesores

Para establecer los espesores equivalentes (z_i) mínimos requeridos sobre una capa de material ($i + 1$) se utiliza el nomograma correspondiente al nivel de confianza (Q_U) elegido. Los argumentos de entrada son ΣL y \widehat{VRS}_z (Apéndice A, figs A.4 a A.7).

El espesor real de una capa cualquiera (D_i) se obtiene dividiendo el espesor equivalente de dicha capa ($a_i D_i$) entre su coeficiente de resistencia estructural (a_i).

En el ejemplo (fig 7) se utiliza el nomograma de diseño correspondiente al nivel de confianza de 0.70, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Material de la capa	VRS_z	Espesor equivalente sobre la capa, en cm BASE ($\Sigma L = 1.46 \times 10^6$)	Sub-base o terracería ($\Sigma L = 0.77 \times 10^6$)
1) Carpeta	--	--	--
A) Piedra triturada	116	$z_1 = 0$	--
B) Grava natural	80	$z_1 = 11$	--
C) Arena arcillosa	45	--	$z_2 = 18^*$
D) Arcilla subrasante	5	--	$z_3 = 47$
E) Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	3	--	$z_4 = 63$

* Para lograr una estructuración adecuada, el criterio de diseño fija un \widehat{VRS}_z máximo de 20 por ciento para calcular z_2 .

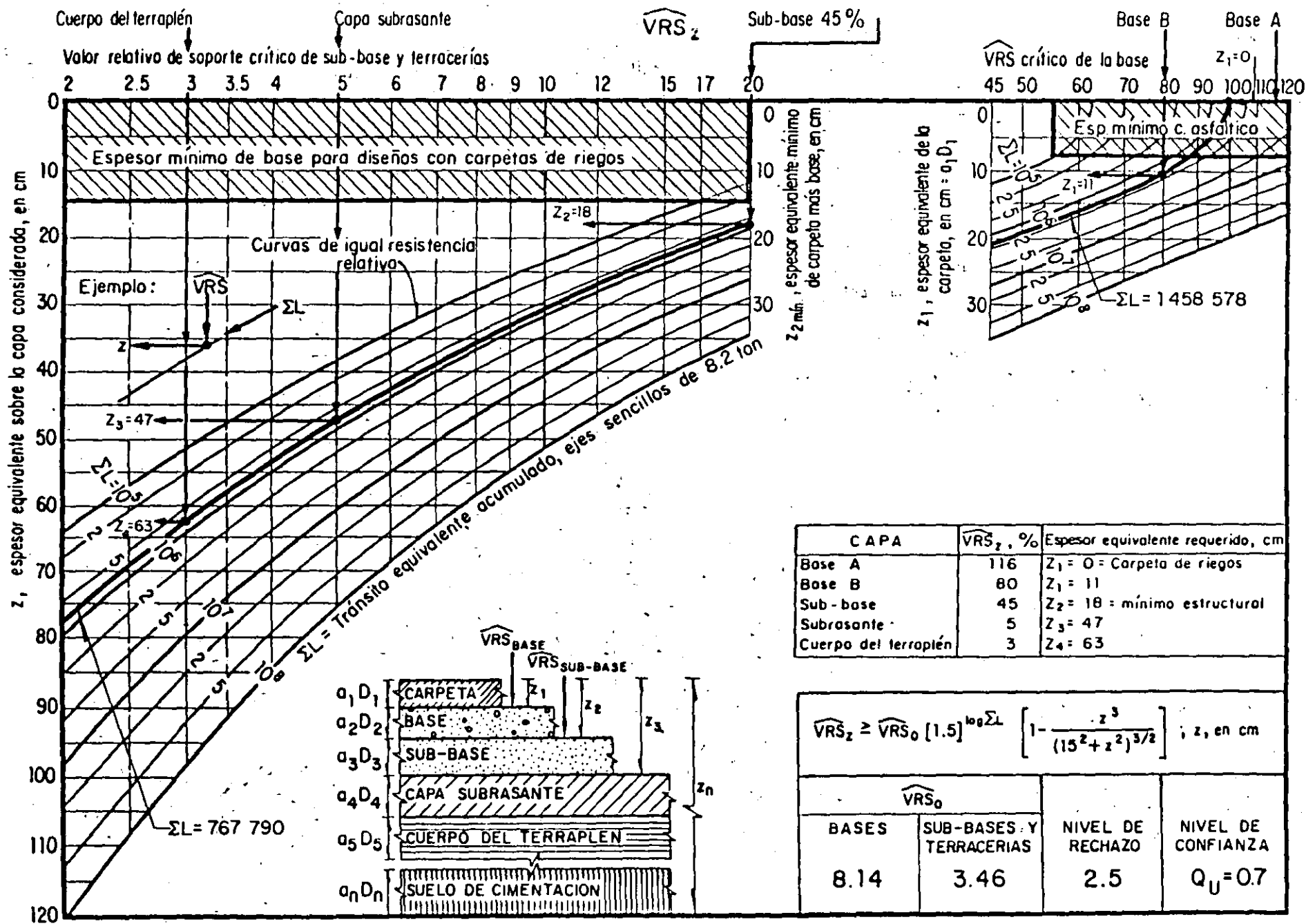


Fig 7. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

El espesor de la capa subrasante es de 16 cm, con lo que se logra la duración requerida, sin embargo, es práctica común diseñar la capa subrasante por especificaciones construyéndola de 30 cm como mínimo. Teóricamente, esto no le agrega ninguna resistencia al pavimento de acuerdo con el criterio de resistencia relativa uniforme, lo único que se logra es transferir la capa crítica de la terracería a otras capas superiores, lo cual puede resultar ventajoso en el caso de terracerías de mala calidad, donde la incertidumbre es alta.

Para ilustrar lo anterior, puede analizarse la duración a la falla del diseño 2, en el cual se colocó una carpeta de 4 cm de concreto asfáltico (8 cm equivalentes) para mejorar la calidad de rodamiento y reducir la conservación rutinaria, aumentando el espesor de la capa subrasante de 16 a 30 cm. Utilizando el nomograma de la fig A.6, se tiene:

Capa	Espesor equivalente sobre la capa, en cm	\widehat{VRS}_z	ΣL^*
Base A	8	116	6.7×10^6
Sub-base	18	20	0.7×10^6
Subrasante	47	5	0.7×10^6
terracería	77	3	6.8×10^6

* Nivel de confianza, $Q_u = 0.7$

Aquí las capas críticas son la sub-base y la subrasante, con duración probable del orden de 0.7×10^6 ejes estándar. La capa de base que no requiere carpeta para soportar el tránsito de proyecto ($\Sigma L = 1.5 \times 10^6$) resiste un tránsito de 6.7×10^6 ejes equivalentes cuando se incluye carpeta con 4 cm de espesor real; de la misma manera, la terracería al incrementarse el espesor requerido para la capa subrasante, resiste 6.8×10^6 ejes estándar en vez de los ejes equivalentes de proyecto que son 0.8×10^6 , aproximadamente.

25

METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTOS PARA EL DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO - FLEXIBLE.

Supongamos una Autopista propuesta para 6 carriles de circulación en ambos sentidos, la cual tiene un volumen de tránsito promedio diario anual de 38,000 vehículos. La tasa de crecimiento anual se estima en 6%. La carga límite permisible es de 10 toneladas (22,000 lb, aproximadamente) y el peso promedio de los vehículos pesados que se espera es de 18,160 kg (40,000 lb):

Con estos datos necesitamos determinar el espesor de pavimento necesario para un periodo de diseño de 10 años, para lo cual procedemos a la siguiente manera:

A.- DETERMINACION DEL NUMERO DE TRANSITO DIARIO PARA EL PERIODO DE DISEÑO.

- 1.- Tránsito diario inicial = 38,000 vehículos por día.
- 2.- Por ciento de camiones pesados en ambas direcciones, A = 11
- 3.- Por ciento de camiones pesados en el carril de diseño, B = 40
- 4.- El número de camiones pesados en el carril de diseño será:

$$38,000 \times \frac{11}{100} \times \frac{40}{100} = 1672$$

Este valor corresponde a la línea C de la Carta de Análisis de Tráfico.

- 5.- Utilizando la Carta de Análisis de Tráfico, dibuje una línea recta entre los nomogramas D y C, con los valores de 40,000 y 1672 respectivamente y proyéctela hasta cruzar la línea pivote B.
- 6.- Fije el valor de la carga límite permisible de un eje simple en la línea E, este valor es de 20,000 lbs, de acuerdo con los datos de proyecto.
- 7.- Dibuje una línea uniendo los puntos de los nomogramas E y B y proyéctela hasta cruzar la línea A.
- 8.- Lea sobre la línea A un número de tráfico inicial (ITN) de 3,000.
- 9.- Cuando el ITN sea mayor de 10, no es necesario hacer corrección por automóviles y camiones ligeros.
- 10.- Período de diseño = 10 años.
- 11.- Tasa de crecimiento anual = 6%

12.- Debido a que la carta de diseño de espesores, considera un periodo de diseño de 20 años y sin tasa de crecimiento, cuando los datos de proyecto difieren de los anteriores se utiliza la tabla NO. 1 para encontrar el factor de corrección al tránsito. De esta manera, con los valores de los incisos 10 y 11 el factor de corrección para este ejemplo es de 0.66.

13.- El número de tránsito diario para un periodo de diseño de 10 años sera:

$$DTN_{10} = 3,000 \times 0.66 = 1980, \text{ o sea de } - \\ \text{aproximadamente } 2000$$

B.- CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE DE DISEÑO DE LA CAPA SUBRASANTE.

- 1.- Supongamos que las pruebas no dieron valores que una vez ordenados en orden creciente son los siguientes: 6, 7, 7, 8, 9, 9, 10, 10, 11, 11, 12.
- 2.- Como el VRS lo determinaremos de acuerdo con el 90% percentil que fija el metodo, lo ordenamos y graficamos como aparece en la hoja No. 6, con lo que obtenemos que el valor soporte de diseño es de 7%.

C.- CALCULO DEL ESPESOR DE PAVIMENTO.

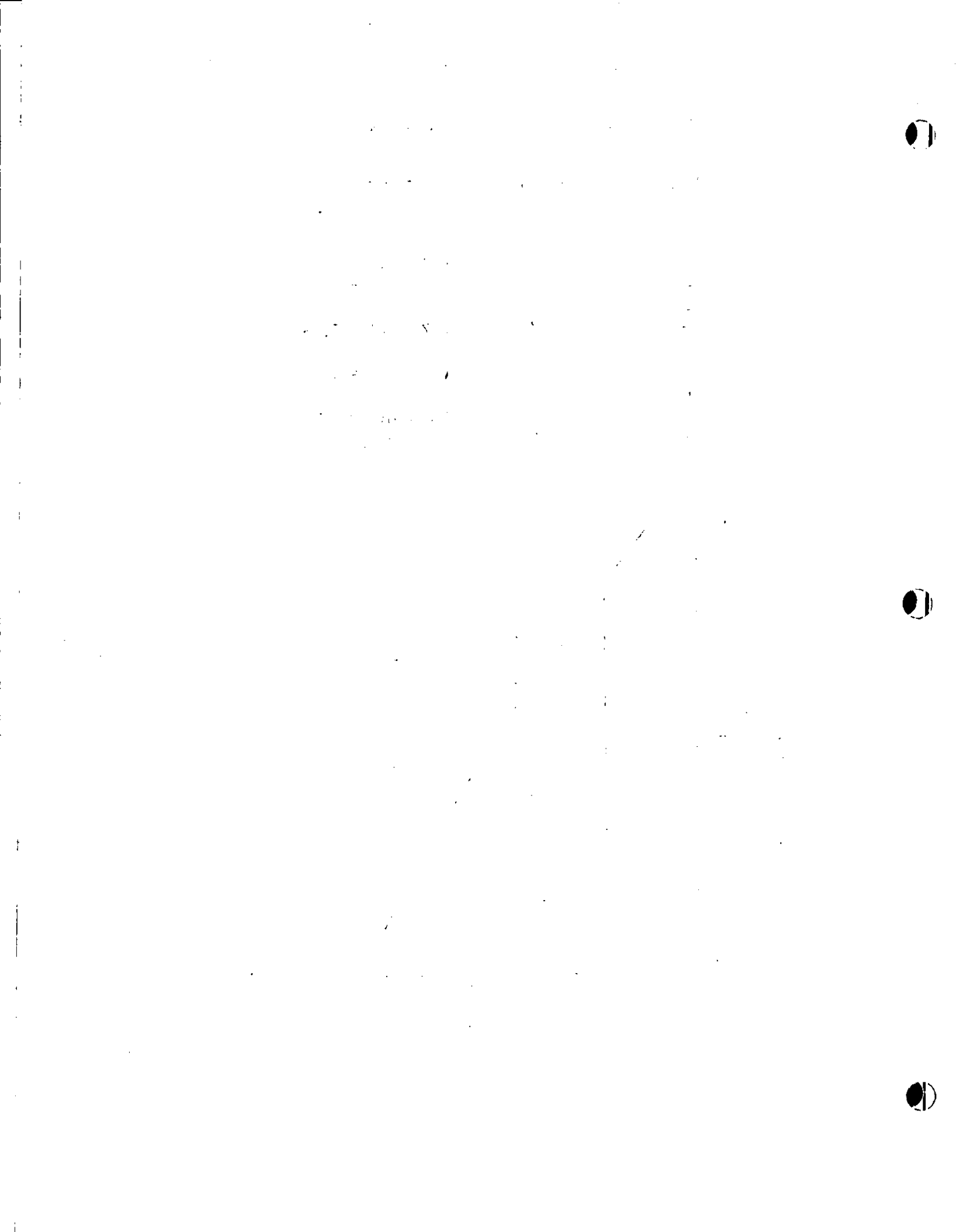
- 1.- Utilizando la carta de diseño de espesores de pavimento asfáltico, dibuje una línea con los valores del DTN_{10} y el VRS de proyecto, uniendo los puntos correspondientes en los nomogramas C y 13 de dicha carta, prolongue la línea dibujada hasta cortar el nomograma A y lea el espesor de pavimento asfáltico necesario (T_A), que en el presente ejemplo es de 10.2" (25.9 cm)
- 2.- Los factores de conversión de concreto asfáltico a capas hidráulicas, son los siguientes:

1" de concreto asfáltico = 2.7" de sub-base.

1" de concreto asfáltico = 2.0" de base.

ESPEORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA LA CAPA O CAPAS DE ASFALTO

Número de Tráfico para diseño DTN	Mínimo TA en pulgadas
Menos que 10	4
De 10 a 100	5
De 100 a 1000	6
Más de 1000	7





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

7. DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS

ING. BENJAMIN BARREDA AMIGON

AGOSTO - 1992

I N D I C E

PAGINA

CAPITULO I

CAPITULO II

DIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS
DE AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS.

1).- Canalización del tránsito de vehículos

2 - 1

	PAGINA
2).- Intensidad de las cargas	2 - 4
3).- Presión de las llantas	2 - 10
4).- Frecuencia del tránsito	2 - 10
5).- Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal	2 - 14
6).- Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento	2 - 16
7).- Textura de la superficie del pavimento - que afecta el frenado de los vehículos	2 - 21
8).- Condiciones de operación	2 - 24

CAPITULO III

METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS.

1).- Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR)	3.1-1
2).- Método de la Administración Federal de la Aviación, FAA	3.2-1
3).- Método del Departamento de Transporte de Canadá	3.3-1
4).- Método del Instituto del Asfalto	3.4-1

CAPITULO IV

CAPITULO V

METODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS.	5.1-1
1).- Método de la Asociación del Cemento - Portland (PCA)	5.1-1
2).- Método de la Administración Federal de Aviación FAA.	5.2-1
3).- Método del Reino Unido	5.3-1
4.- Proyecto de Método de Diseño para México	5.4-1

CAPITULO VI

CAPITULO VII

EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS
EN MEXICO

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos
Flexibles

7 - 1

b).- Viga Benkelman, Método de Deflexión
Recuperada.

7 - 10

CAPITULO IIDIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE
AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS

Es aún frecuente la idea entre los ingenieros, que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de las carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras.

1.- Canalización del tránsito de vehículos.-

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de estas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de-

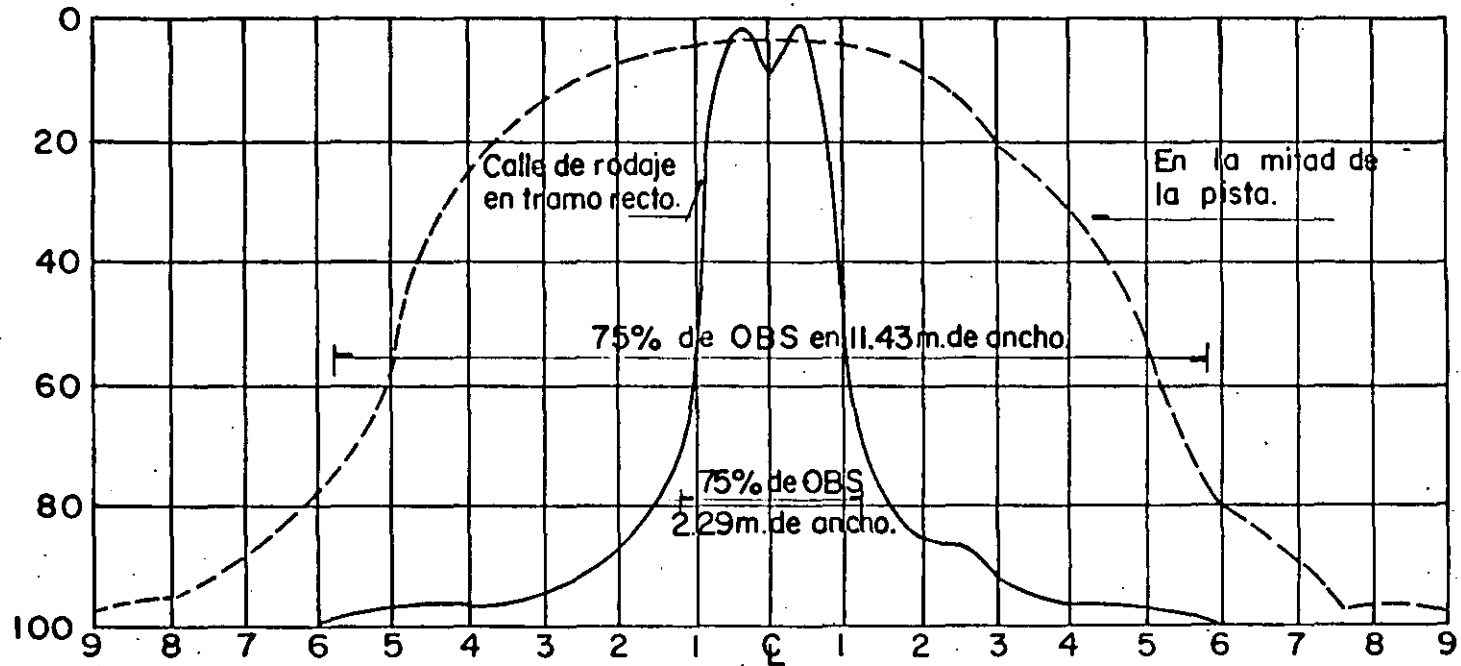
que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería quedar ubicado en las orillas de la carretera.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 2.1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 2.2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing B-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca en este caso, el 98 % de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 2.3 se presentan las probabilidades de repetición en



Distancia en metros del Q a la huella del tren principal.

DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES
CON TRENES PRINCIPALES DE RUEDAS DOBLES Y EN DOBLE TANDEM.

(De R.G. Packard)

el sentido transversal para diversos aviones. Así, se ha observado que el ancho de bandas para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B) para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, $P(y)$, de repetición de carga es de 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2.- Intensidad de las cargas.

Los camiones mas pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 2.4).

En aeropuertos, un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por ruedas es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 2.4).

En las figuras 2.5 y 2.6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

1° Semieje con ruedas dobles, de un camión básico. Carga considerada en las ruedas dobles: 4,100 kg. (9,000 lb).

2° Pierna con 4 ruedas en doble tandem de un avión Boeing 747. Carga considerada por pierna: 84,000 kg (185,000 lb).

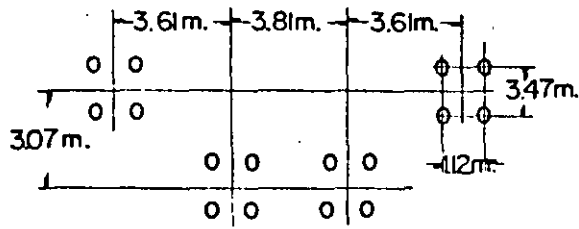
En la figura 2.5 el análisis teórico de esfuerzos se ha efectuado considerando al suelo como un medio homogéneo, sin embargo al existir capas superficiales de mayor rigidez, como es el caso de los pavimentos, los esfuerzos producidos por las cargas se reducirán mas rápidamente con la profundidad, como puede verse en la figura 2.6 en la que se considera a la masa sustentadora como un sistema de tres capas, con diferentes módulos de elasticidad y diferentes espesores de las capas constitutivas.

Así por ejemplo, si se considera un suelo homogéneo con una resistencia al esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 , los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo, en un espesor comprendido desde la superficie hasta la profundidad de 0.75 m, como puede verse en la figura 2.5; para el caso del avión B-747 el espesor en el que se presentan esfuerzos superiores a 0.5 kg/cm^2 , se incrementa a 2.7 m. Es decir que en el ejemplo citado, la profundidad de influencia de esfuerzos críticos es 3.6 veces mayor la provocada por el -

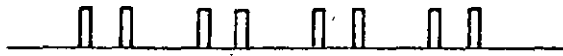
avión B-747 que la provocada por el camión básico de 8.2 ton/eje.

Por otra parte, si se considera un pavimento como un sistema de tres capas en las que la relación entre sus módulos de elasticidad sea $E_1/E_2 = 10$ y $E_2/E_3 = 2$, como se ejemplifica en la figura 2-6, los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo natural, o sea 0.5 kg/cm^2 , en un espesor comprendido desde la superficie hasta una profundidad de 0.30 m (fig. 2.6) y el B-747 producirá esfuerzos mayores de 0.5 kg/cm^2 hasta una profundidad de 1.20 m; o sea, que en este caso, el espesor de pavimento requerido por el avión B-747 será 4 veces mayor que el requerido por el camión básico.

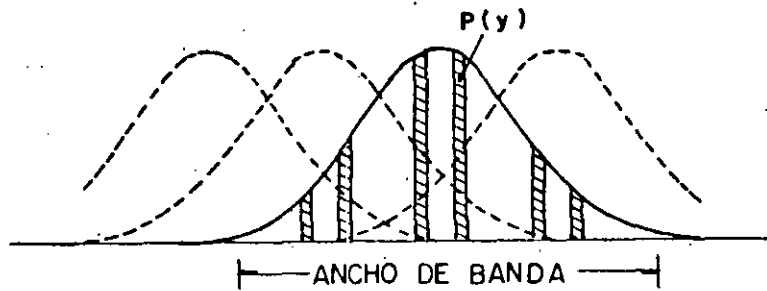
PLANTA :



PERFIL :

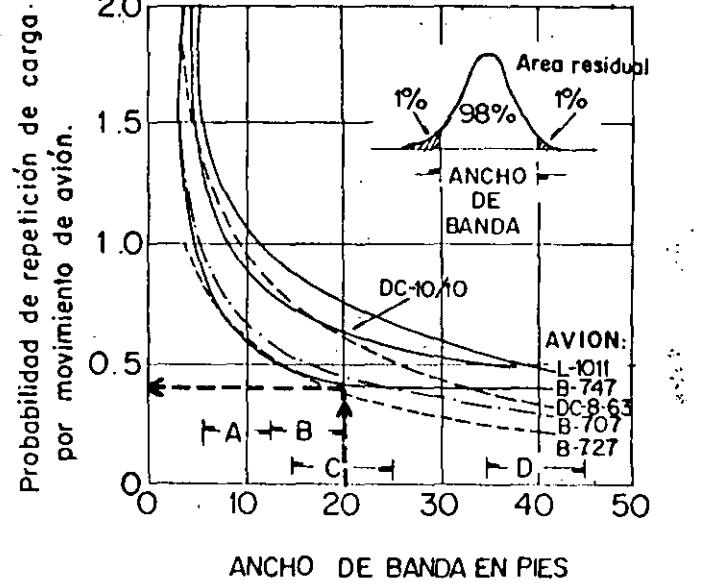


a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



b) CURVAS DE PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGAS
DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES DE REPETICION DE CARGAS EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA AVION B-747 (de N.C. Yang)

Fig. 2.2



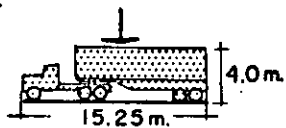
- ANCHO DE BANDA EN PIES
- Banda A Calles de rodaje con luces de eje = 6-12pies(1.80-3.65m.)
 - Banda B Carreteo normal 12-20 pies (3.65-6.10m.)
 - Banda C Pista con luces de eje = 15-25pies(4.60-7.60m.)
 - Banda D Aterrizaje normal 35-45 pies (10.70-13.70m.)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL PARA DIVERSOS TIPOS DE AVION(de N.C. Yang)

Ej: Avión B-747
 ancho de banda = 20pies=6m.
 probabilidad de repetición de carga = $P(y) = 0.42 / \text{mov.}$

Fig. 2.3

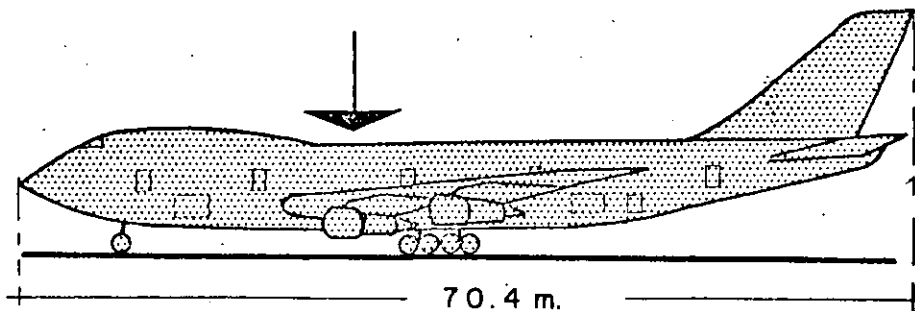
Peso total = 34 ton.



Numero de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	1 800 kg.
2 direccionales _____	2 500 kg.

B - 7 4 7

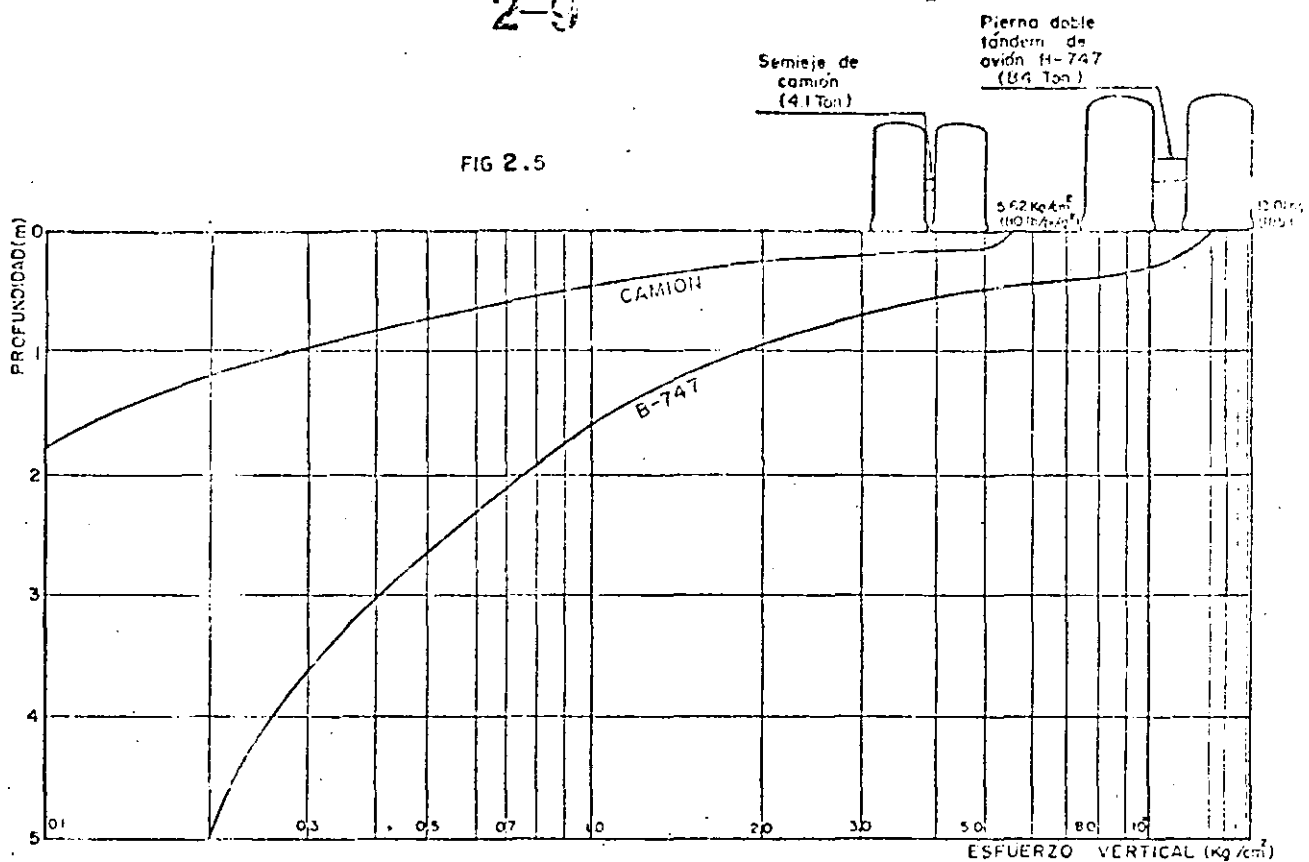
Peso total = 374 ton



Numero de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	21,500 kg.
2 auxiliares _____	15,000 kg.

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

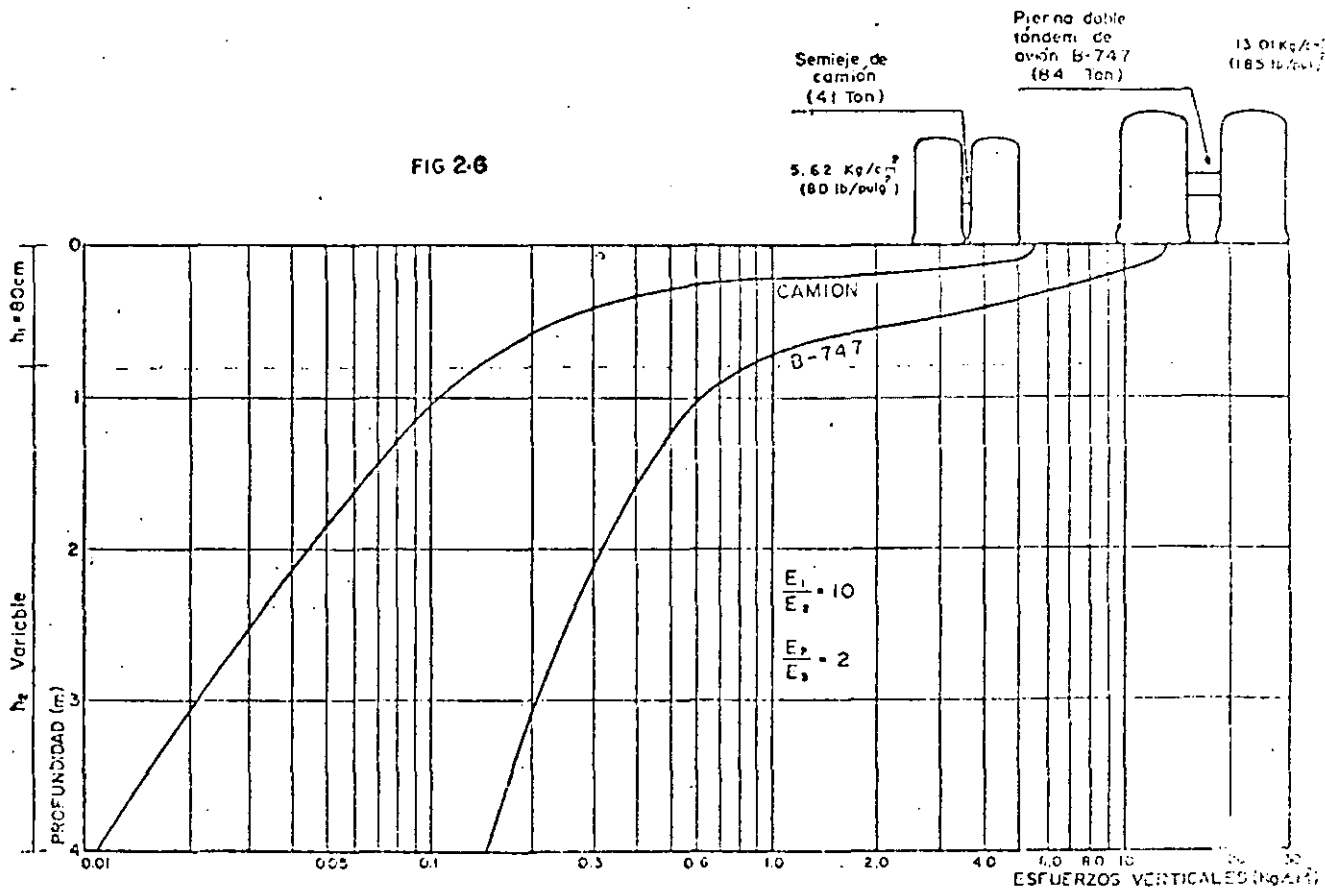
Fig. 2-4



DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN

MEDIO HOMOGENEO.

(De la carta de Newmark)



EJEMPLO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN

SISTEMA DE TRES CAPAS

(De graficos de Peattie)

3.- Presión de las llantas.-

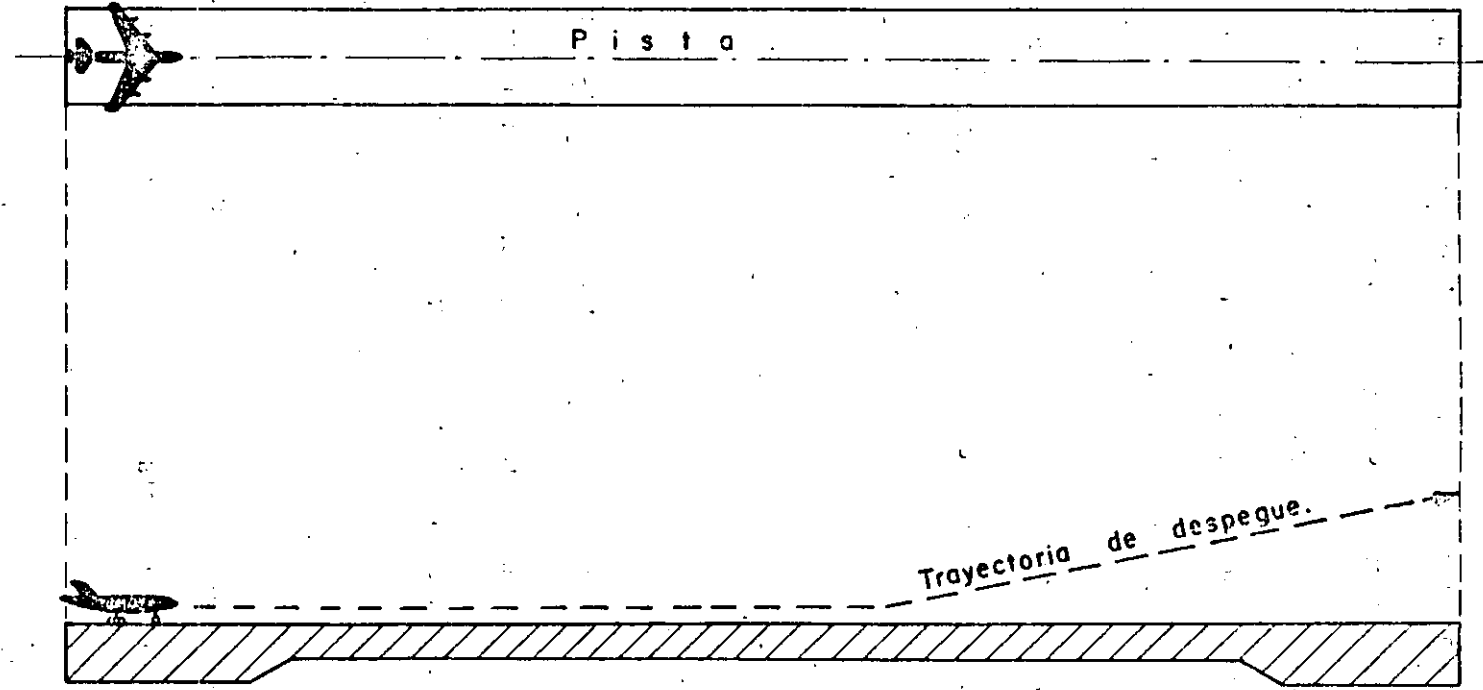
Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm^2 (24 lb/pulg^2) a 5.62 kg/cm^2 . (80 lb/pulg^2) en números redondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm^2 (200 lb/pulg^2) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm^2 (400 lb/pulg^2).

4.- Frecuencia del tránsito.-

En carreteras, la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1.5 segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de $2,000$ vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 2.7).

En aeropuertos, por razones de control de tránsito aéreo bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa (fig. 2.7), es decir, dependerá del número de calles de rodaje de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las-

Planta



Corte en el E-E

Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.

(Croquis)

Fig.2-11

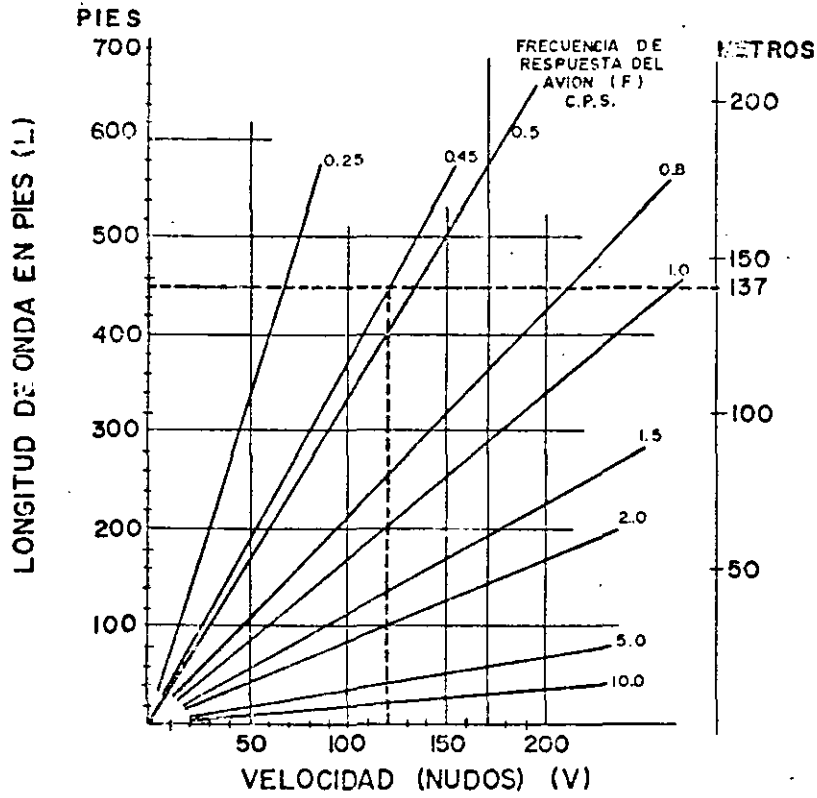
ra, sobre todo en pavimentos rígidos.

En aeropuertos la situación es totalmente diferente ya que - las condiciones de rugosidad pueden determinar dos caracte - rísticas no deseables para la operación de los aviones sobre la superficie de rodamiento de una pista y que, dependiendo de la velocidad, en términos generales son:

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longi - tudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran - longitud relativa, que provoca oscilaciones alrededor del - eje transversal del avión; la segunda, que consiste en las - ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

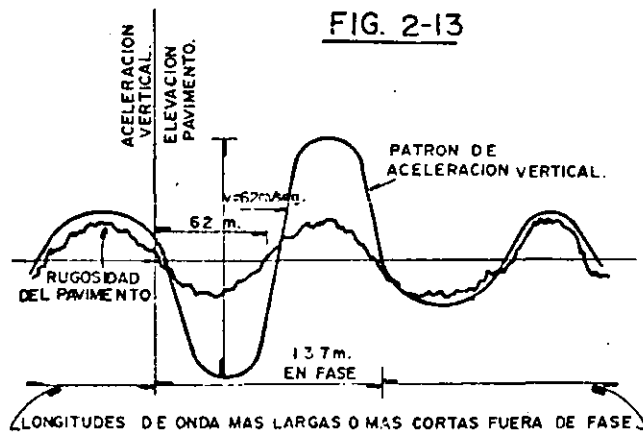
Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en - la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los - instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuerzos. Por lo - que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del - tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armóni - co simple que combinado con la traslación del avión genera - una cicloide compuesta con tendencias a una curva sinusoi - de. En las figs. 2.12 y 2.13 se ejemplifica este fenómeno - para el caso del avión Boeing 707-320B. En la fig. 2.12 se - puede observar que para que se produzca la resonancia del -

FIG. 2-12



VARIACION DE LA LONGITUD DE ONDA VS VELOCIDAD PARA VARIAS FRECUENCIAS.
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

FIG. 2-13



RELACION ENTRE LA ACELERACION VERTICAL Y LA RUGOSIDAD
(De H.R. Lee y J.L. Scheffel)

avión intervienen la longitud de onda, la velocidad del avión y la frecuencia de respuesta del avión, Así se tiene, que para una velocidad dada, la longitud de onda aumenta al disminuir la frecuencia de respuesta del avión; para una frecuencia dada, la longitud de onda aumenta al aumentar la velocidad y para una longitud de onda o para una velocidad dada solo puede haber una combinación que produzca resonancia.

En la fig. 2-13 se ha dibujado el momento en que el avión B-707 entra en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137 m (450 pies), el avión lleva una velocidad de 120 nudos = 62 m/seg. (203 pies/seg.) y su frecuencia de respuesta es de 0.45 ciclos/seg.

Independientemente de la investigación del movimiento, el efecto en el avión es que, a oscilaciones extremas, el ángulo de ataque de las alas se cambia en forma arbitraria durante la carrera de despegue, provocando alteraciones en la generación de sustentación y originando que la longitud de pista se incremente, Por las oscilaciones, el tren de nariz puede llegar a despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de mas del doble de su carga estática.

Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo trasmite al pavimento, con un incremento del peso estático del orden del 65%. Finalmente se puede producir en las cimas del perfil, despegues falsos con el consiguiente regreso del avión al pavimento, generando esfuerzos y consecuente

mente deformaciones adicionales a la estructura del pavimento.-

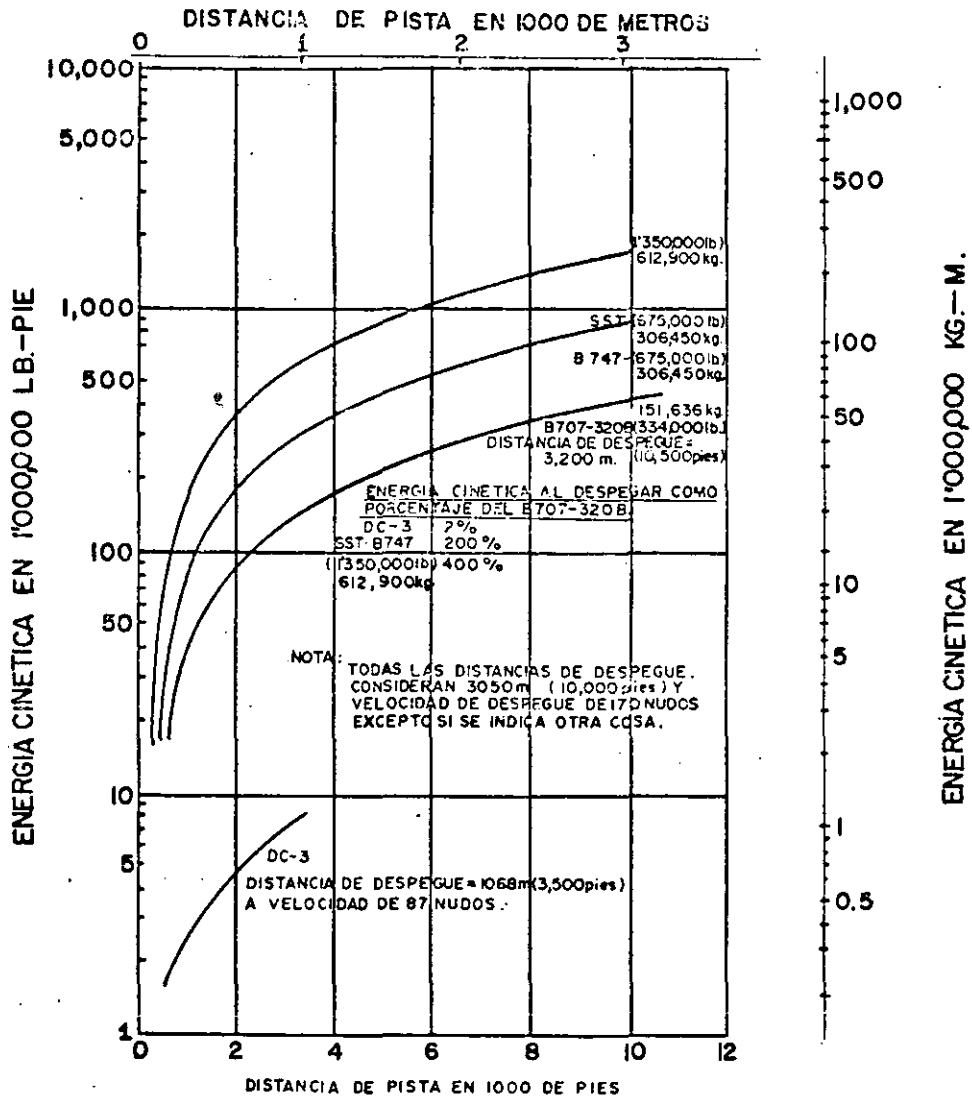
Estos efectos sobre el pavimento están en función de la energía cinética que lleve el avión, la cual a su vez está en función de la masa y la velocidad. En la fig. 2-14 se indica la energía cinética para varios aviones en función de la distancia que lleven a partir del inicio de la carrera de despegue.

En la fig. 2-15 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 2-16 se presenta el efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues del mismo avión. Puede observarse que el efecto de la sustentación no logra neutralizar el impacto, sin embargo, cuando la superficie del pavimento tiene pocas irregularidades, el impacto se reduce considerablemente.

7.- Textura de la superficie del pavimento que afecta el frenado de los vehículos.-

Tanto en carreteras como en aeropuertos es muy importante que la textura del pavimento provea un adecuado coeficiente de rozamiento para reducir accidentes. En ambos casos el coeficiente de rozamiento puede ser afectado por la temperatura (principalmente en los pavimentos flexibles), por lluvia, nieve, derrame de combustibles, aceites u otras impurezas, por afloramiento de asfalto (en el caso de pavimentos flexibles) y por desgaste de la propia superficie de

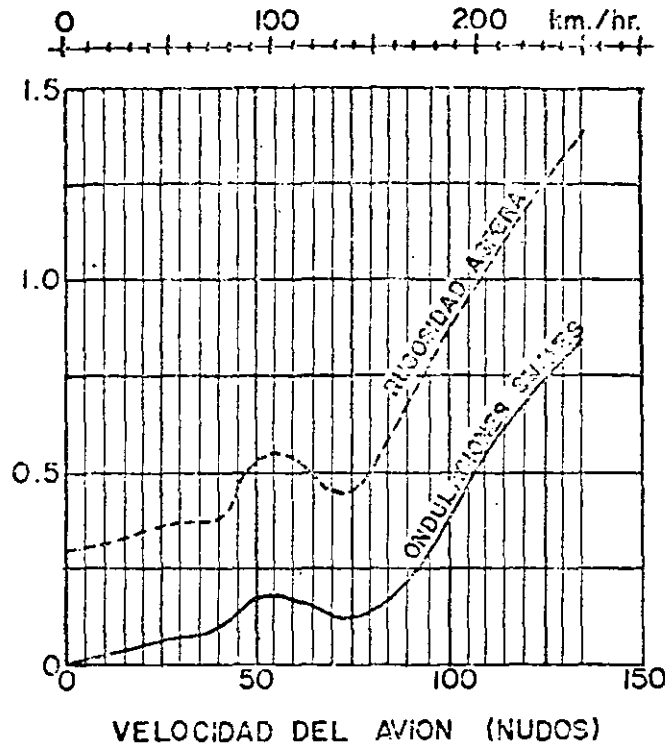
FIG.2-14



ENERGIA CINETICA Y DISTANCIA DE PISTA.

(de H.R. Lee y J.L.Scheffel.)

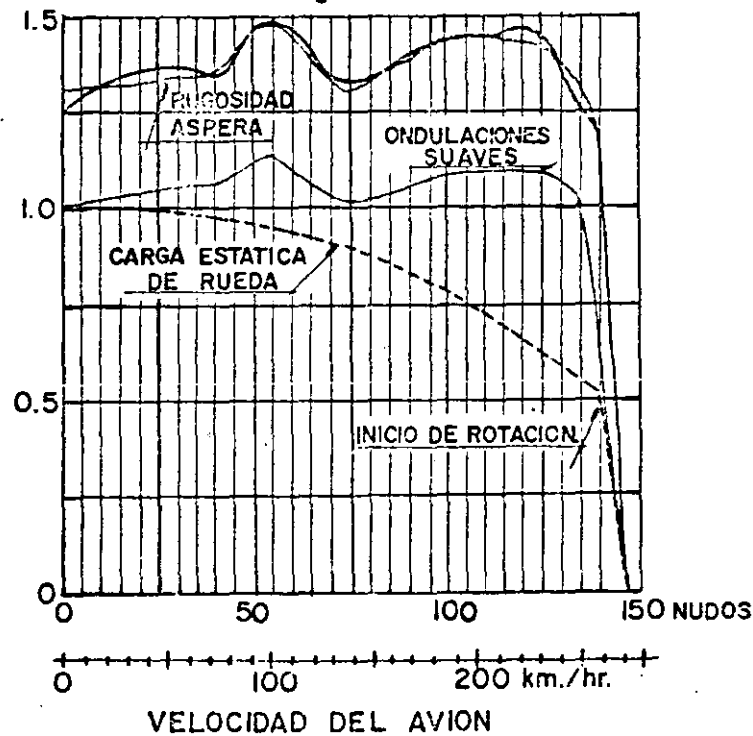
INCREMENTO DE DEFLEXION DINAMICA
EN RELACION CON LA DEFLEXION ESTATICA.



IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD
(De N. C. Yang.)

CARGA EFECTIVA DE RUEDA EN RELACION
CON LA CARGA ESTATICA.

Fig. 2-16



EFFECTO DE LA SUSTENTACION DE LAS ALAS EN
EL IMPACTO PRODUCIDO POR LA RUGOSIDAD.

(Fuente: N.C. Yang.) (Adaptada por F.F. Rodarte)

pavimento (en aeropuertos el desgaste es mucho menor).

El coeficiente de rozamiento se disminuye al incrementarse la velocidad del vehículo. La velocidad de circulación en las carreteras de México, está limitada a 100-125 km/hr; en aeropuertos la velocidad que lleva el avión en el momento de toque en la pista es de 230 a 270 km/hr (125 a 145 nudos) y en los rodajes de alta velocidad, los aviones circulan a velocidades de 90 a 110 km/hr (50 a 60 nudos.)

Una diferencia entre las carreteras y los aeropuertos es la circunstancia de que en las zonas de toque de las pistas, las llantas de los aviones dejan impregnado un poco de su caucho en la superficie del pavimento, lo que, a través de un buen número de aterrizajes, hace que aparezca una película de caucho cubriendo dicha superficie.

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de mucho tráfico, impide el drenaje de la lluvia proporcionando de esta manera las condiciones para que se produzca el peligroso fenómeno de " hidroplaneo ", lo que incrementa grandemente las distancias en que pueden detenerse las aeronaves al efectuar el aterrizaje.

8.- Condiciones de operación. -

En cualquier carretera o camino es relativamente fácil modificar la circulación de vehículos, alterando la velocidad de los mismos

para efectuar reparaciones, atender accidentes ó efectuar trabajos de mantenimiento rutinario. En los aeropuertos no es posible considerar esta posibilidad, ya que la velocidad de desplazamiento de los aviones dependerá de su peso y de las necesidades que se tengan de generación de sustentación ó enfrenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación, obliga a pensar que los pavimentos deben ser concebidos pensando que no haya deterioro, debido al tránsito de cargas o al intemperismo, que obligue a realizar grandes trabajos sobre ellos, ya que en este momento la pista debe cancelarse a operaciones y en consecuencia, si el aeropuerto tiene una sola, se tendrán clausuradas las operaciones por el tiempo que duren los trabajos.

CAPITULO III

METODOS PARA PROYECTO, DE PAVIMENTOS

FLEXIBLES DE AEROPUERTOS

En este capítulo se presentarán cuatro métodos básicos para el proyecto de pavimentos flexibles de aeropuertos,

1) el método del Cuerpo de Ingenieros; 2) el método de la Administración Federal de Aviación, FAA; 3) el método del Departamento de Transporte de Canadá y 4) el método del Instituto del Asfalto.

1).-Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR).-

El método CBR (California Bearing Ratio), ó VRS (Valor Relativo de Soporte) como se le conoce en México, tuvo su origen en el año de 1928, desarrollado por la división de carreteras del Estado de California, Estados Unidos. O.J. Porter fué el hombre mas íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

Es quizá el método CBR el mas utilizado en el mundo, incluso mas que todos los otros métodos de diseño de pavimentos juntos.

• El método CBR fué adoptado y actualizado para aeropuertos por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fechas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California -

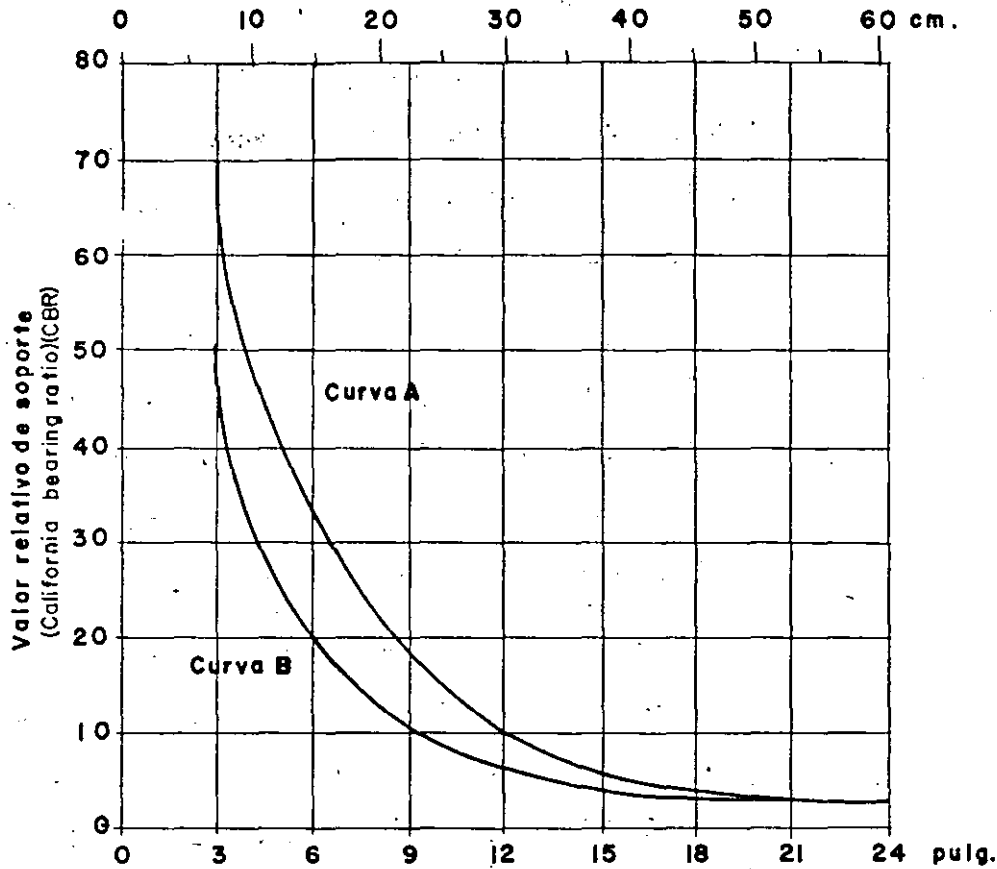


Fig. 3.1-1 Espesor total de base y carpeta

Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (cuerpo de ingenieros)

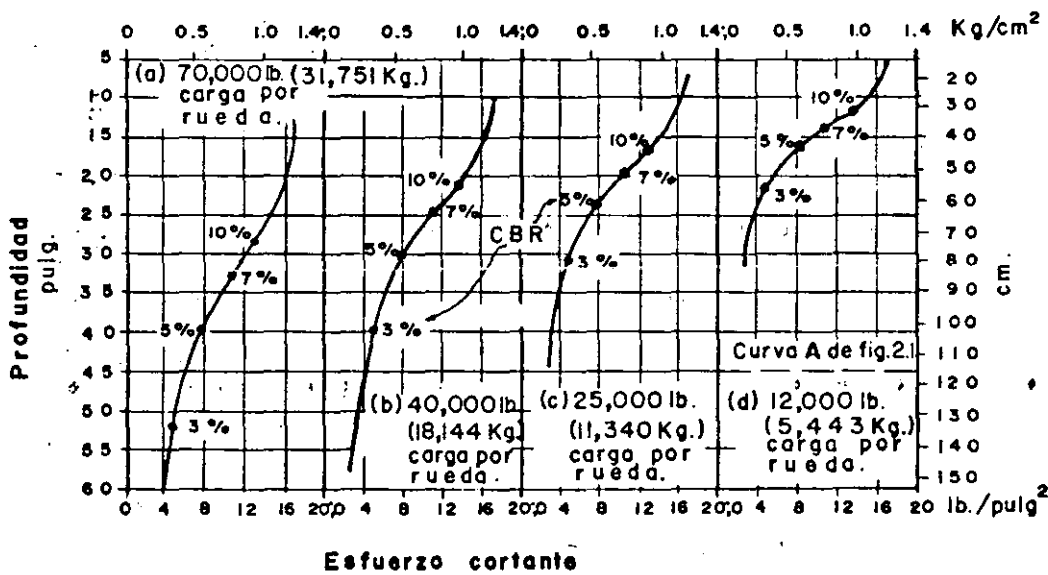


Fig. 3.1-2 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica (cuerpo de ingenieros)

12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, - fig.3.1.1, el CBR para esta misma profundidad es de 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores CBR de 3, 5, 7- y 10% están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR a una carga por rueda de 25,000 lb — (11,440 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 31 pulg (78.7 cm). Por tanto una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg. (78.7 cm).

El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig.3.1.2.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces — graficadas relacionándolas con los valores CBR y obteniéndose — las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la — fig.3.1.3.

Desde un punto estrictamente teórico, las consideraciones supuestas, en los cálculos, tenían fuertes limitaciones; una de ellas es — la consideración de que la estructura del pavimento es una masa — homogénea. Sin embargo el análisis fué un buen comienzo y probó — estar esencialmente de acuerdo con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

ción lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 3.1.4 b

La fig. 3.1.5 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem.

Esta metodología de cálculo de rueda equivalente fué utilizada hasta mediados de la década de los cincuentas, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los esfuerzos así obtenidos no eran conservadores.

Como parte del análisis, el Cuerpo de Ingenieros consideró razonable tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico.

Como no había datos disponibles de esfuerzos se consideró que la pendiente o relación de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la carga (fig.3.1.6) era un índice razonable del

esfuerzo crítico. Por medio de la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como para dobles. Las pruebas

efectuadas confirmaron la validez de los cálculos teóricos. Se encontró que sin excepción, las pendientes de las curvas de deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las cargas dobles, como se muestra en la fig.3.1.6

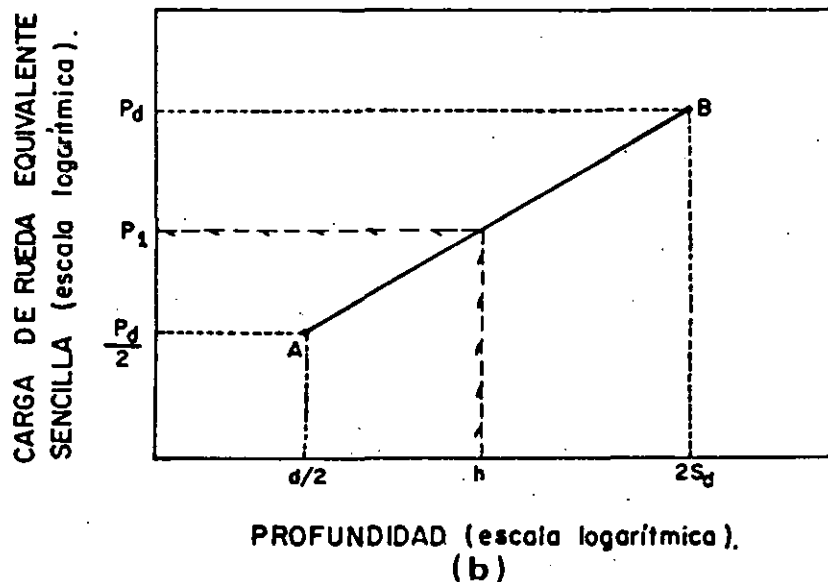
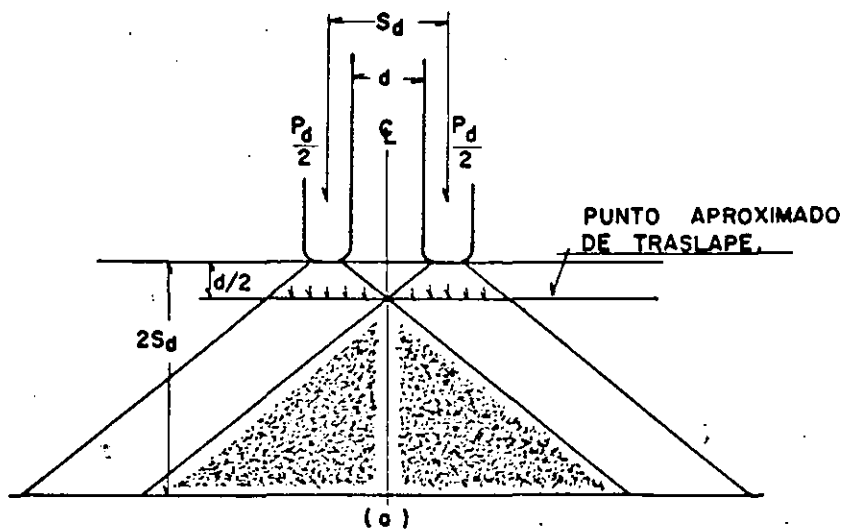
Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una carga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para propósitos de diseño la carga de rueda

—

—

—

Fig.3 - 1-4



ANÁLISIS DE CARGA DE RUEDA EQUIVALENTE SENCILLA PARA ESFUEROS VERTICALES IGUALES EN LA SUBRASANTE.

(E.J. Yoder y M.W. Witczak)

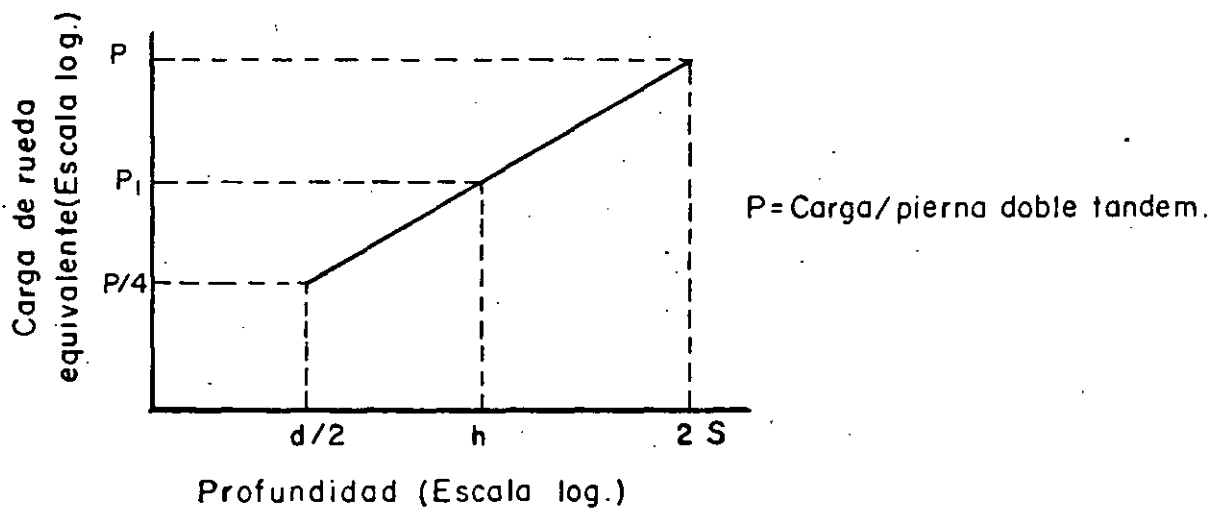
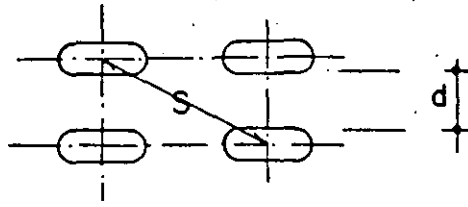
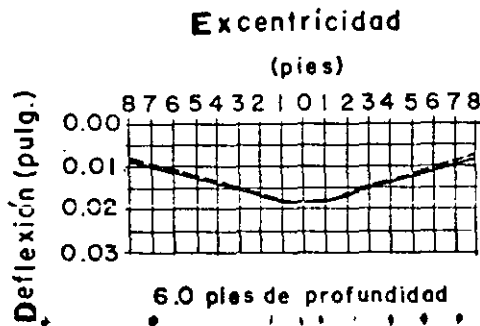
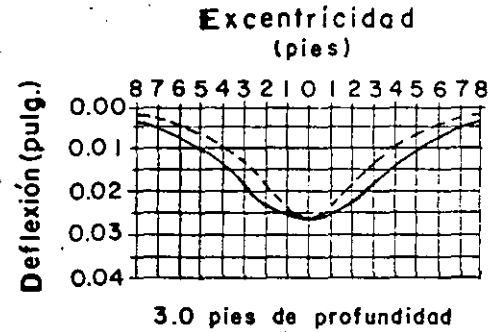
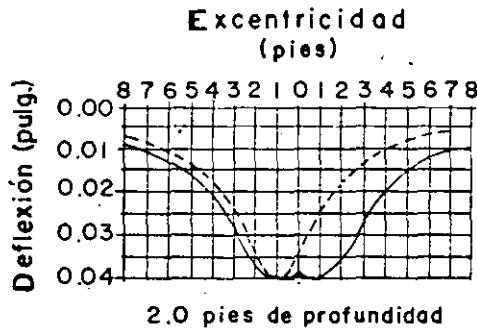
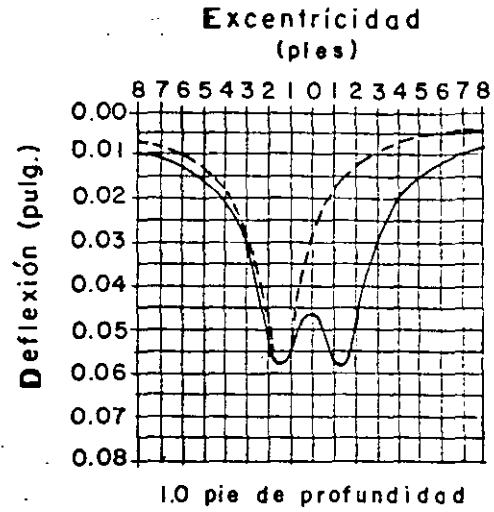
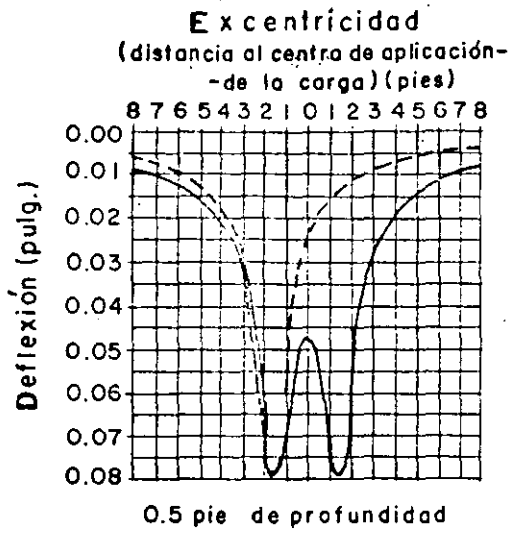


Fig. 3.1.5 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble.
- Deflexiones con carga sencilla.

NOTA: Placa de 250 pulg.², 30 pies—
de separación, las deflexiones—
por carga sencilla fueron —
incrementadas para hacer —
iguales las deflexiones máxi—
mas de cargas sencilla y doble.

Relación de Poisson = 0,3

Módulo de Elasticidad = 18,000 lb/pulg.²
Carga en la superficie = 100 lb/pulg.²

Fig. 3.1-6 Comparación teórica de los perfiles de deflexión para ruedas sencillas y dobles

(Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways)

sencilla puede ser considerada equivalente a la carga de ruedas múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo concepto de — carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de esta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de — las ruedas múltiples.

Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo. Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig.3.1.7. La carga por pierna es de 130,000 lb (58,967 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (9.85 kg/cm²). La carga por rueda es de :

$$\frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ lb (14,742 kg)}.$$

El área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 \text{ (1,497 cm}^2 \text{)}$$

Supóngase que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$y: 3 r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima-

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig.3.1.8 y se indican en la tabla 3.1.1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 3 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 3.1.2 . La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 3.1.1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28, 894 kg)}$$

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (figs.3.1.9 y 3.1.10).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado de la siguiente forma:

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 \text{ (CBR)}} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.2)$$

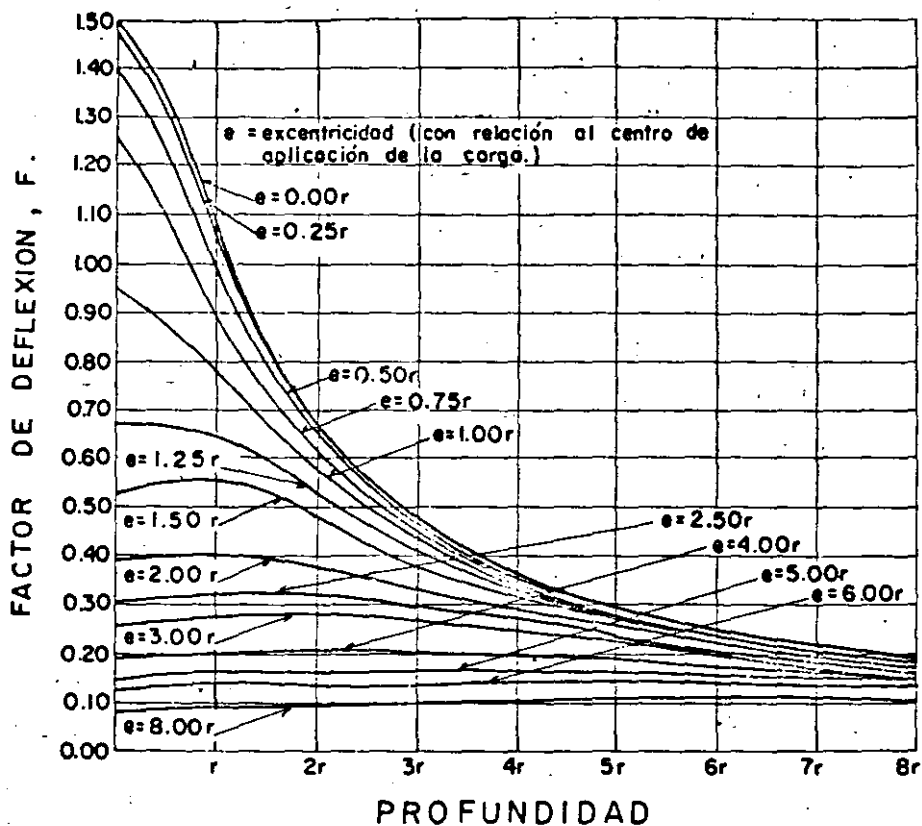
Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde: t = espesor de pavimento (pulg)

P = carga de rueda sencilla (lb)

A = área de contacto (pulg ²)

Fig. 3-1-8



$$w = \frac{prF}{Em}$$

w = deflexión vertical (pulg.)

r = radio del area circular de carga (pulg.)

Em = modulo de elasticidad (lb./pulg.²)

F = factor de deflexión.

Z = profundidad (pulg.)

p = presión en la superficie de contacto (lb./pulg.²)

NOTA: Para puntos bajo el centro de la carga circular

(excentricidad = 0.00r):
$$F = \frac{3r}{2\sqrt{Z^2 + r^2}}$$

FACTORES DE DEFLEXION PARA UNA CARGA UNIFORME DE RADIO "r"
 RELACION DE POISSON=0.5. (Cuerpo de Ingenieros, Estacion experimental
 Waterways.)

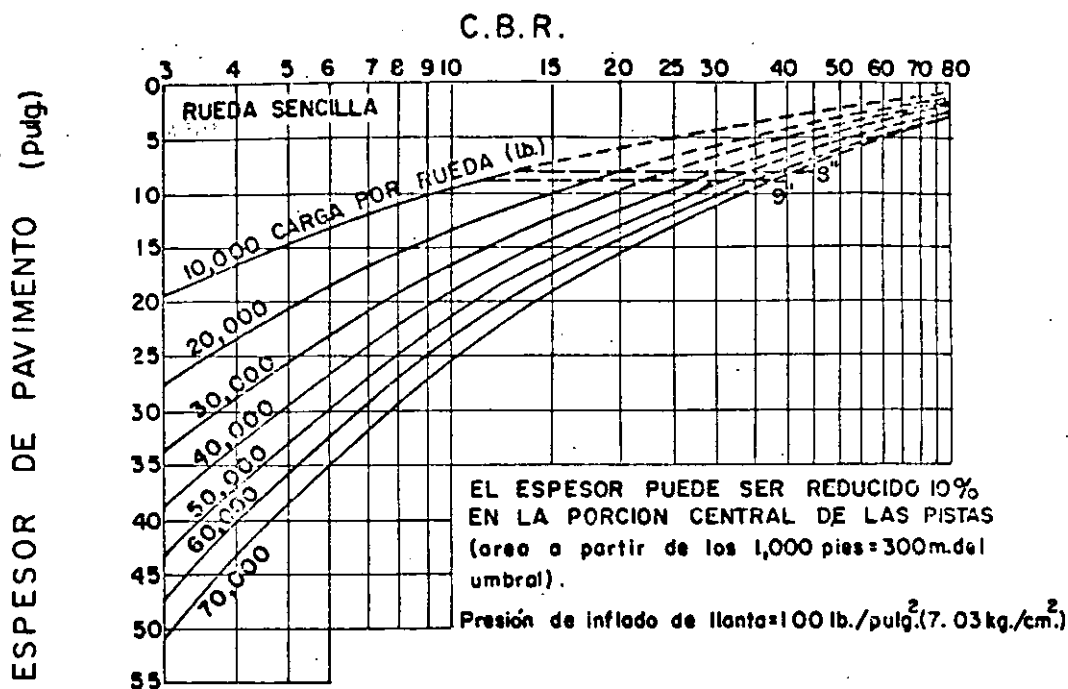


Fig.3-1-9 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

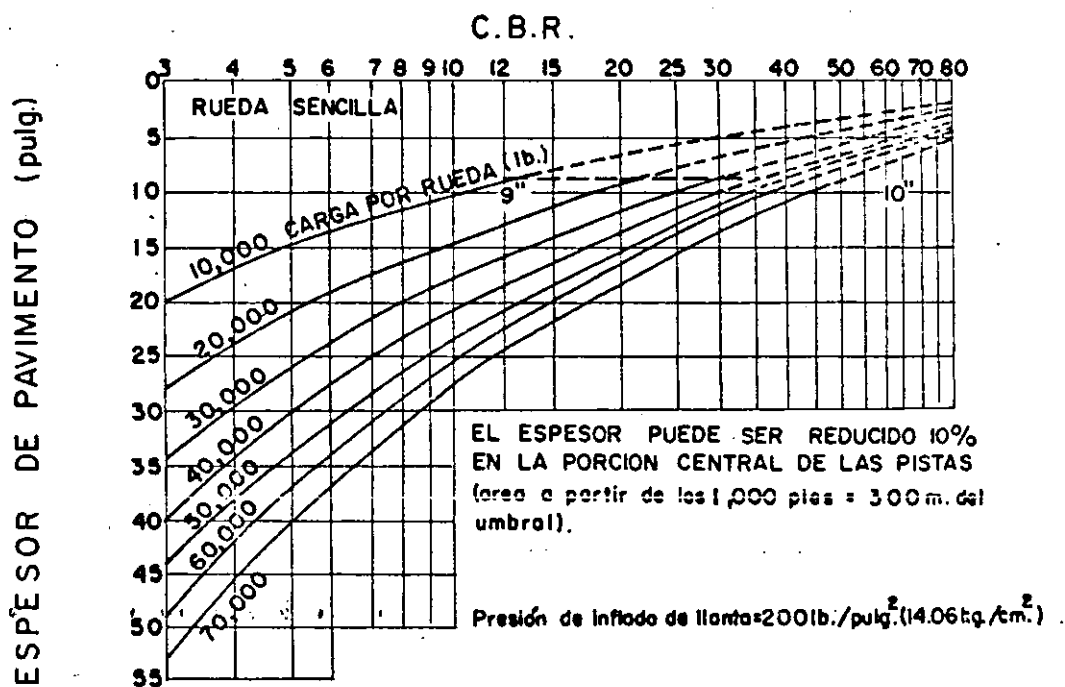


Fig.3-1-10 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CALLES DE RODAJE (Cuerpo de Ingenieros)

" Cubrimiento " es un término utilizado por el Cuerpo de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La expresión es:

$$C = D \left(\frac{0.75 N a}{12 T} \right) \quad (3.1.3)$$

Para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y piernas con ruedas sencillas, dobles o en doble tandem; en donde:

C = cubrimientos

D = número de operaciones a carga máxima

N = número de ruedas por pierna de tren principal.

a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)

T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado :

T = 37.5 pies (11.4 m) para pistas y,

T = 7.5 pies (2.3 m) para calles de rodaje (para aviones con piernas de ruedas dobles y en doble tandem).

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, 3.1.2, era válida sólo para valores de CBR menores que 12 debido a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica 3.1.2 fué modificada como sigue:

$$t = f \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.4)$$

donde:

f = por ciento de espesor de diseño

$$f = 0.23 \text{ Log } C + 0.15$$

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

Es con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las gráficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 3.1.4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (3.1.5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se ha utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 8 ruedas y obte

ner α_i de la fig. 3.1.11

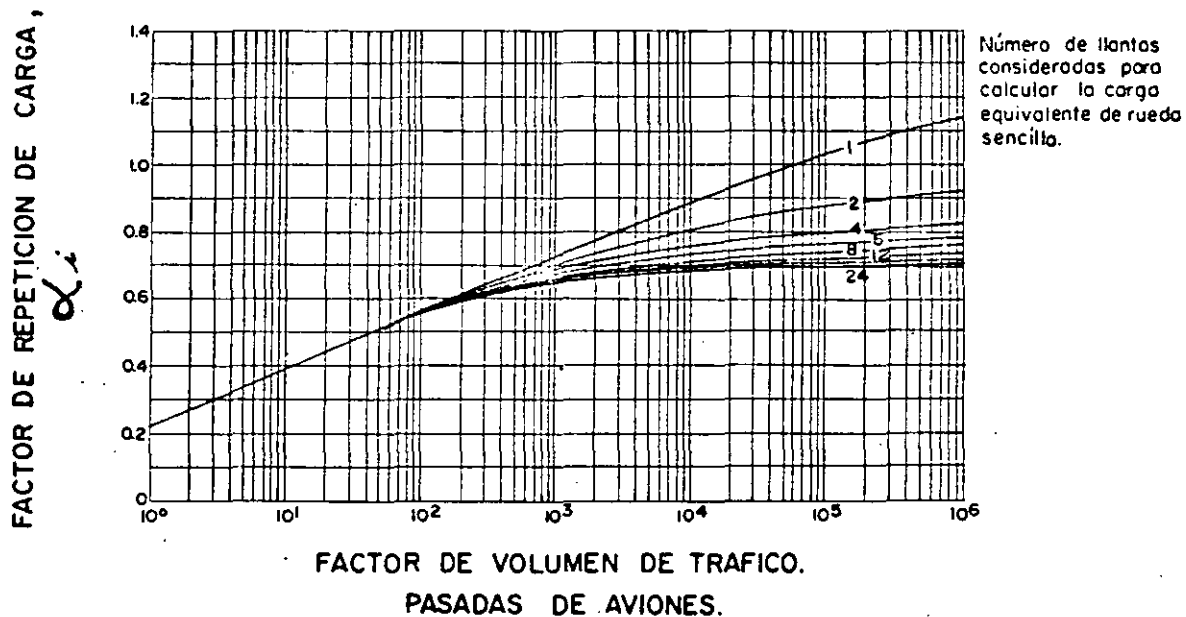
El factor de repetición de carga, α_i , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

La ecuación 3.1.5 proporciona espesores de pavimentos razonables hasta para valores de CBR = 15. Para valores de CBR mayores de 15, el espesor del pavimento es gobernado por otros factores, como la durabilidad.

En cuanto a las características de los materiales que componen las capas de la base, subbase y capa de mejoramiento (capa subrasante), el Cuerpo de Ingenieros ha establecido, con base en la experiencia las especificaciones que se indican en las tablas 3.1.3 y 3.1.4. Debido a que las pruebas de CBR en el laboratorio, pueden no ser representativas para estos materiales se requiere complementar su conocimiento por medio de otras características, como lo son, para el caso de subbase y capas de mejoramiento: la granulometría, el límite líquido y el índice plástico y para bases: la clasificación del tipo de material. Estas otras _____ características son básicas para la selección del CBR de diseño de las capas mencionadas.

• • • • • En las tablas 3.1.5 y 3.1.6 se presentan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

Fig. 3 - 1-11



FACTOR DE REPETICION DE CARGA CONTRA NUMERO DE PASADAS
 (Cuerpo de Ingenieros. Estacion experimental Waterways)

Tabla 3.1.3

Selección del CBR de diseño para capas de mejoramiento y subases
(Cuerpo de Ingenieros)

Material	Máximo CBR de diseño	Tamaño (-Pulg.)	Valor máximo permisible			
			Requerimientos granulométricos. % que pasa.		Limite Líquido (LL)	Indice Plástico (IP)
			No.10(num.2)	No.200(num.075)		
Subase	50	3	50	15	25	5
Subase	40	3	80	15	25	5
Subase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejoramiento	20	3 *	—	25 *	35 *	12 *

* Limites sugeridos.

Tabla 3.1.4

Selección del CBR de diseño para bases
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	CBR De diseño
Agregado triturado graduado.	100
Macadam confinado en húmedo.	100
Macadam confinado en seco.	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente.	100
R o c a C a l i z a	80
Agregado estabilizado	80

cual se considera de 20 años en este método. El siguiente paso consiste en determinar el avión de diseño, el cual se escoge de entre los que están considerados en el pronóstico y será aquel que requiera mayor espesor de pavimento considerando el número de salidas que se hayan previsto en el pronóstico para ese tipo de avión. Por consiguiente el avión de diseño no será necesariamente el avión más pesado considerado en el pronóstico.

Debido a que los pronósticos de tráfico incluyen una gran variedad de tipos de aviones que tienen además diferentes configuraciones de trenes de aterrizaje y diferentes pesos, los efectos de todo el tráfico deben ser considerados en la determinación del número de salidas equivalentes del avión de diseño.

Primeramente todos los aviones deben ser convertidos al mismo tipo de plerna de tren de aterrizaje del avión de diseño para lo cual se utilizan los siguientes factores de conversión:

PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLICAR LAS SALIDAS POR
Rueda sencilla	Ruedas dobles	0.8
Rueda sencilla	Doble tandem	0.5
Ruedas dobles	Doble tandem	0.6
Dos doble tandem	Doble tandem	1.0
Doble tandem	Rueda sencilla	2.0
Doble tandem	Ruedas dobles	1.7
Ruedas dobles	Rueda sencilla	1.3
Dos doble tandem	Ruedas dobles	1.7

En seguida se efectúa la conversión a salidas equivalentes — anuales del avión de diseño determinada por la fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{1/2}$$

donde: R_1 = número de salidas equivalentes anuales del avión de diseño.

R_2 = número de salidas anuales de cualquier avión expresadas en piernas del tren de aterrizaje del avión de diseño.

W_1 = Carga por rueda del avión de diseño.

W_2 = Carga por rueda del avión en cuestión

Para los cálculos se considera que el 95% del peso total del — avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

Para hacer uso de las gráficas de diseño de pavimentos flexibles se requiere el valor CBR de la subrasante, el valor CBR de la subbase, el peso total del avión de diseño y el número de salidas — anuales del avión de diseño. Las gráficas presentadas en las — figs. 3-2.9 a 3-2.17 proporcionan el espesor total requerido de pavimento y el espesor de carpeta. La fig. 3-2.18 proporciona el espesor mínimo de base para un pavimento dado y un valor — CBR dado. Si un pavimento va a soportar más de 25,000 salidas — anuales, el espesor total obtenido de la gráfica correspondiente debe ser incrementado de acuerdo a la tabla 3-2.4 .

Las gráficas de las figs. 3-2.9 a 3-2.17 se utilizan para determinar el espesor total de pavimento " T " para áreas críticas.

Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 3-2.19 .

La FAA estipula que es necesario proveer bases y subbases estabilizadas para pavimentos nuevos que vayan a soportar aviones jet con peso igual o superior a 100,000 lb (45,350 kg).

Estas capas estabilizadas pueden substituir a las bases o subbases hidráulicas utilizando los factores de equivalencia indicados en las tablas 3-2.2 y 3-2.3 .

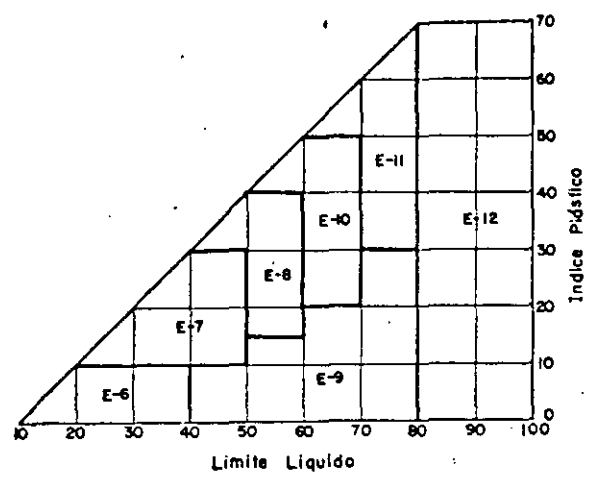
En la Fig. 3-2.20 se estipulan los requerimientos de compactación de las subrasantes que soporten pavimentos flexibles.

Tabla.3-2:1 Clasificación de suelos y subrasantes. Método de la FAA.

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico					Límite Líquido	Índice Plástico	Clasificación de subrasante		
	Material retenido en la malla no.10 (num.2.0) en % (*)	Material más fino que pasa la malla no. 10 (num.2), en %.			Buen drenaje Con o Sin heladas.			Drenaje pobre		
		Arena gruesa que pasa la malla no.10 (num.2.0) y se retiene en la no. 40 (num.0.425)	Arena fina que pasa la malla no.40 (num.0.425) y se retiene en la no.200 (num.0.075)	Limo y arcilla combinados que pasan la malla no.200 (num.0.075)				Sin heladas.	Con heladas.	
Granular	E-1	0-45	40+	60-	15-	25-	6-	Fa o Ra	Fa o Ra	F1 o Ra
	E-2	0-45	15+	85-	25-	25-	6-	Fa o Ra	F1 o Ra	F2 o Rb
	E-3	0-45	-----	-----	25-	25-	6-	F1 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb
	E-4	0-45	-----	-----	35-	35-	10-	F1 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb
Partículas finas	E-5	0-55	-----	-----	45-	40-	15-		F3 o Rb	F5 o Rb
	E-6	0-55	-----	-----	45+	40-	10-		F4 o Rc	F6 o Rc
	E-7	0-55	-----	-----	45+	50-	10-30		F5 o Rc	F7 o Rc
	E-8	0-55	-----	-----	45+	60-	15-40		F6 o Rc	F8 o Rd
	E-9	0-55	-----	-----	45+	40+	30-		F7 o Rd	F9 o Rd
	E-10	0-55	-----	-----	45+	70-	20-50		F8 o Rd	F10 o Rd
	E-11	0-55	-----	-----	45+	80-	30+		F9 o Re	F10 o Re
	E-12	0-55	-----	-----	45+	80+	-----		F10 o Re	F10 o Re
	E-13	Turba y otros suelos altamente orgánicos-examen de campo.					No deseable para subrasante			

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No.10 (num.2.0) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

3.2-9



Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA, 1974)
Fig.3-2-1

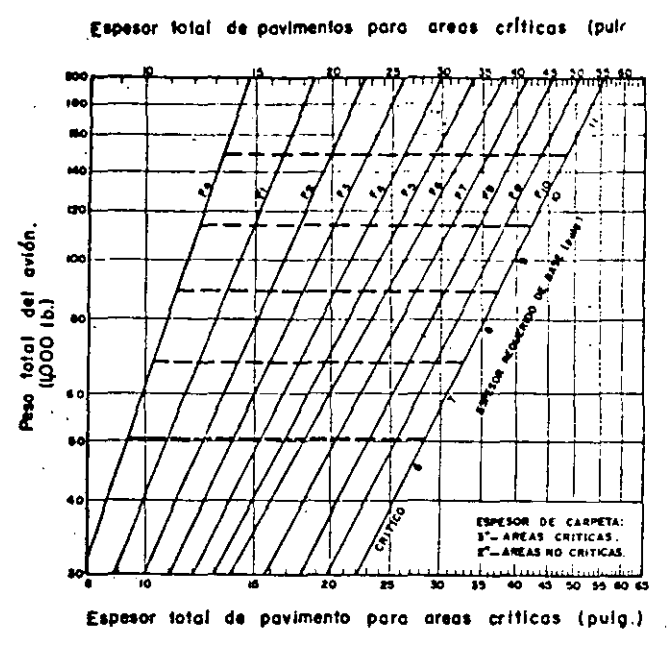


Fig.3-2-2 Curvas de diseño para pavimento flexible, rueda sencilla
(FAA, 1974)

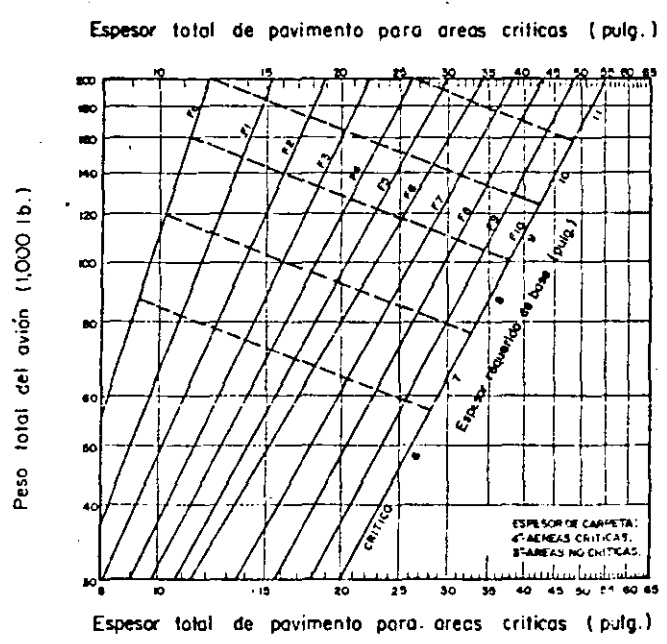


Fig.3-2-3 Curvas de diseño para pavimento flexible, Ruedas Dobles.
(FAA-1974)

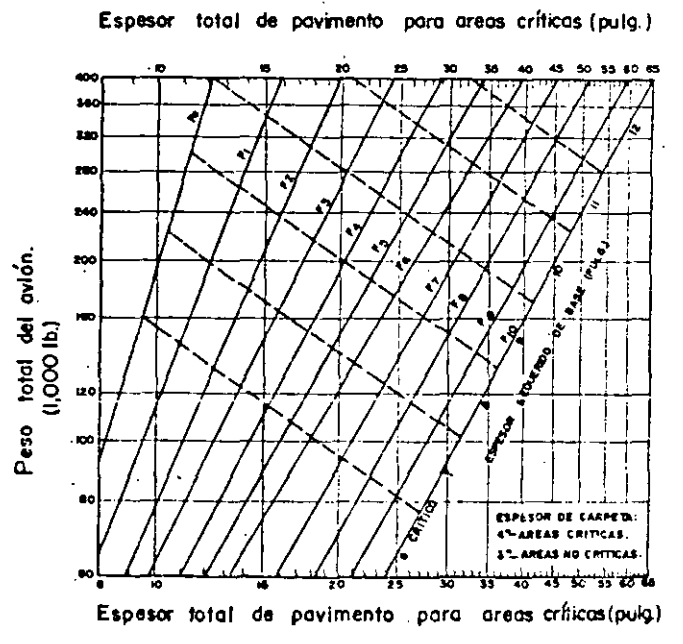


Fig. 3-2-4 Curvas de diseño para pavimento flexible, ruedas en doble tandem
(FAA, 1974)

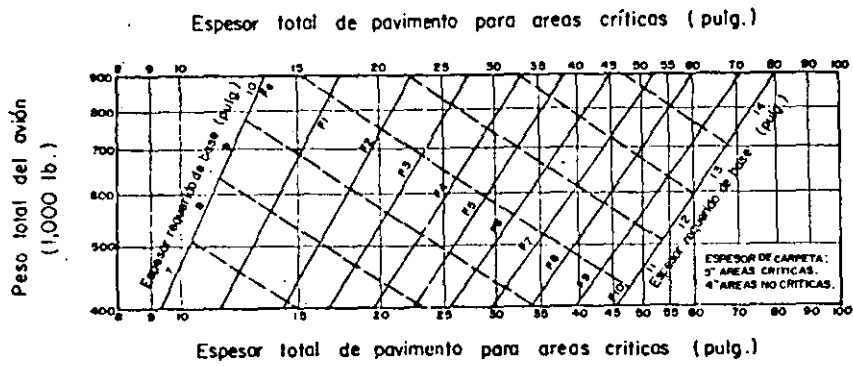


Fig. 3-2-5 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión Boeing 747
(FAA-1974)

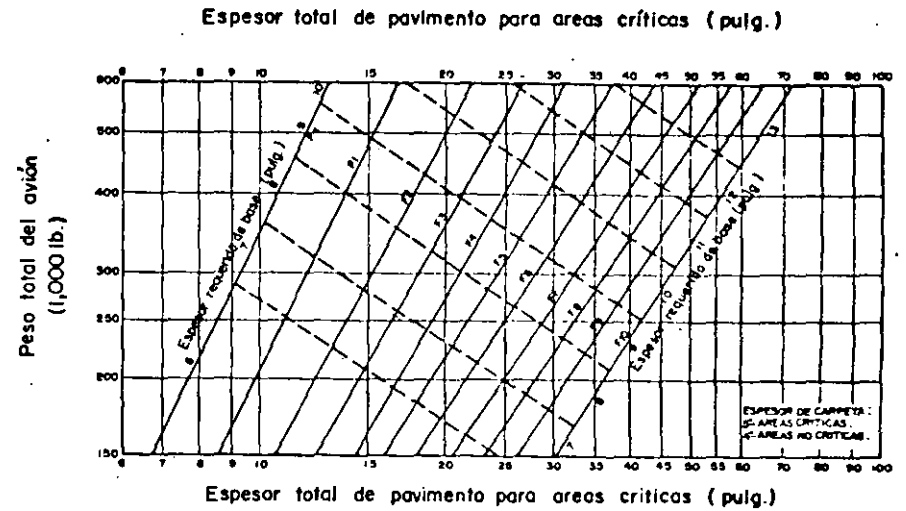


Fig. 3-2-6 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011
(FAA-1974)

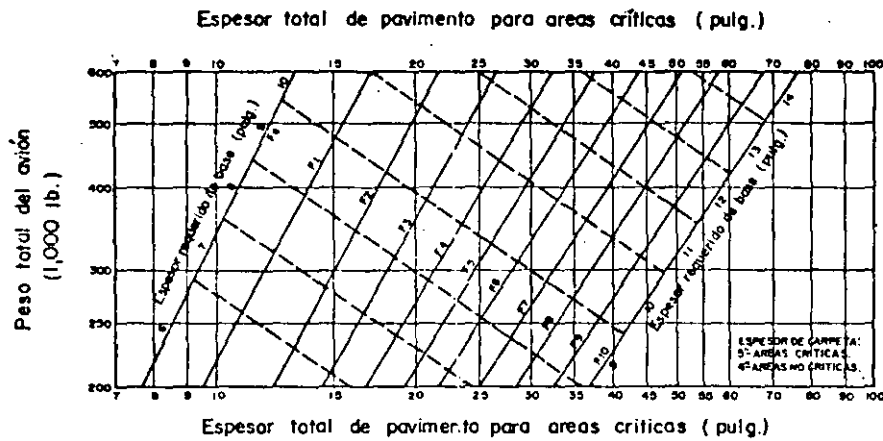


Fig. 3-2-7 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-10
(FAA-1974)

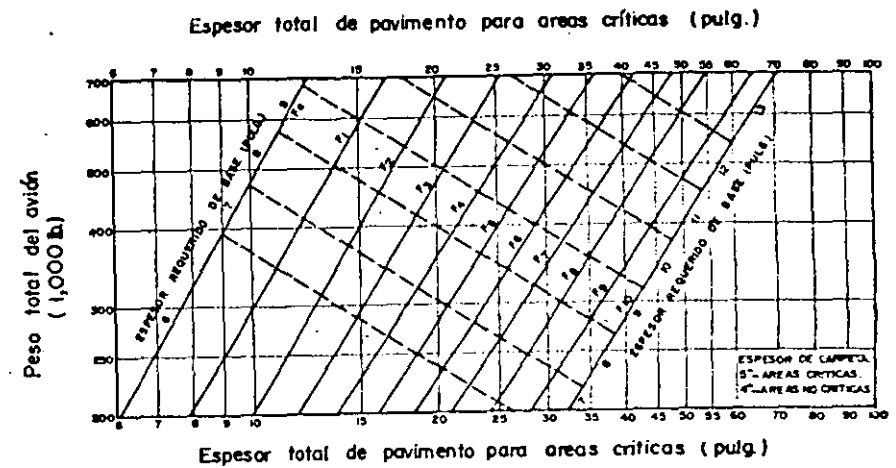


Fig. 3-2-8 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-30
(FAA-1974)

3-2-10

72

(FAA-1978)

CBR

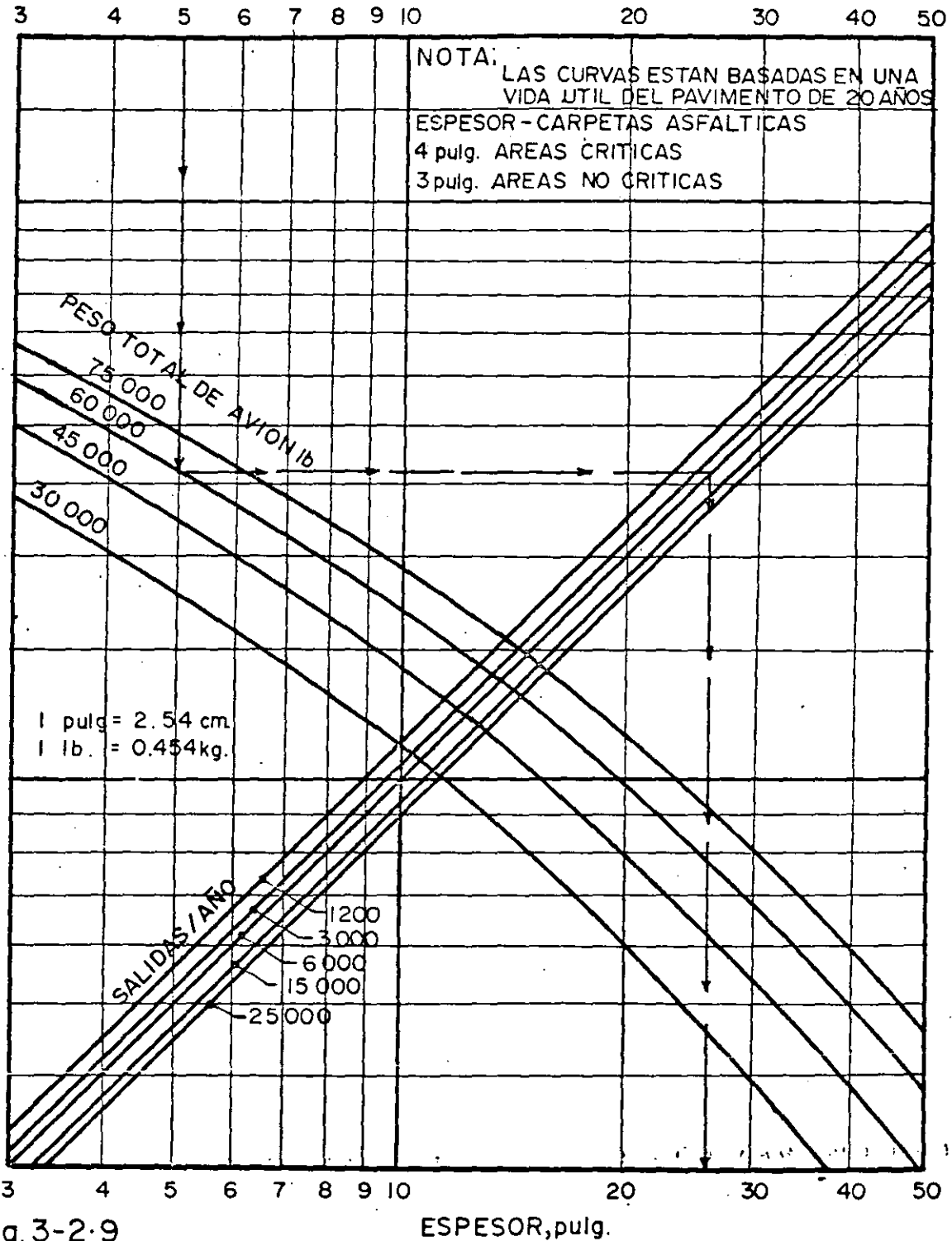


Fig. 3-2-9

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS



CBR

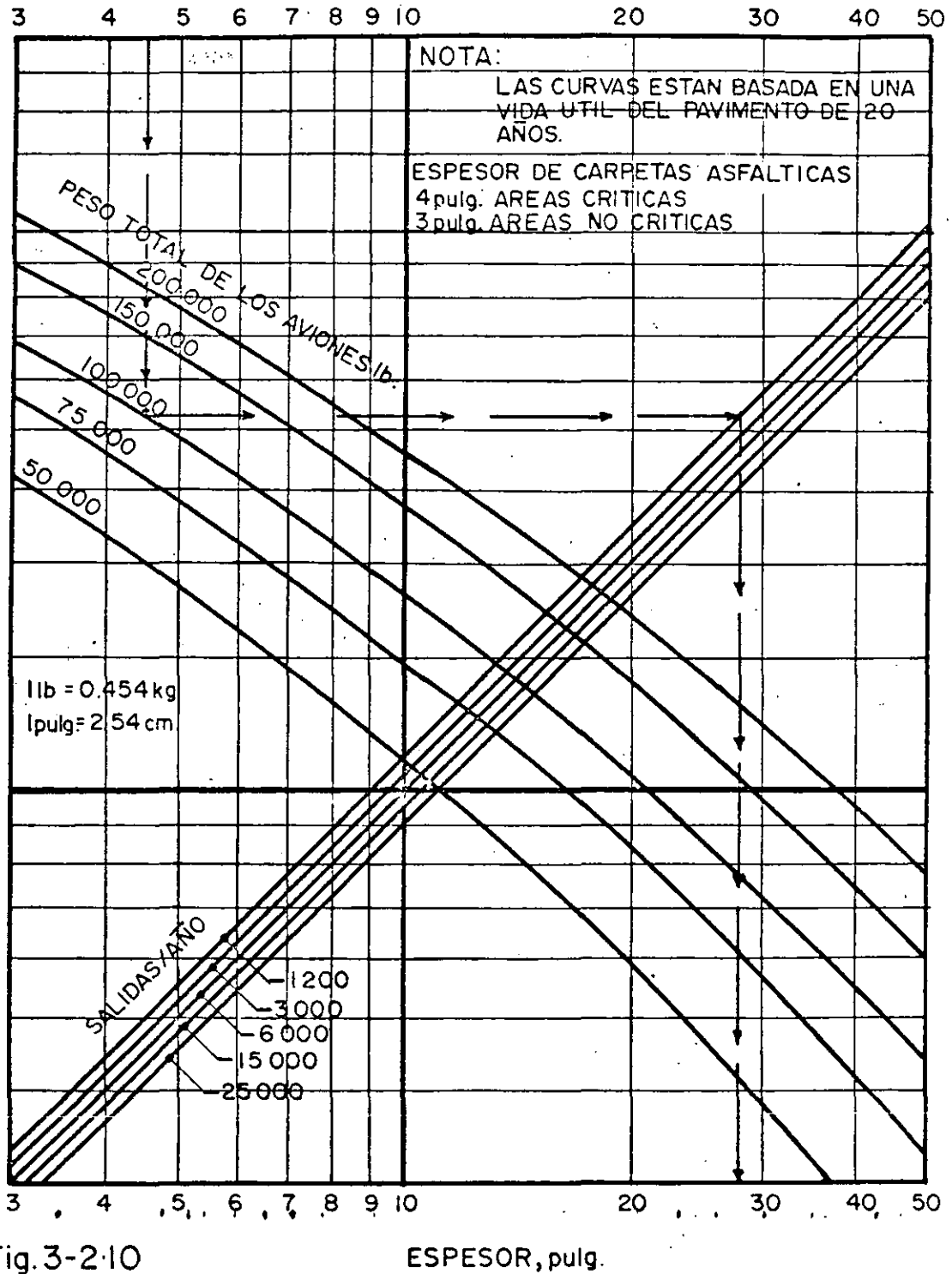


Fig.3-2.10

ESPESOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES.

(FAA-1978)

CBR

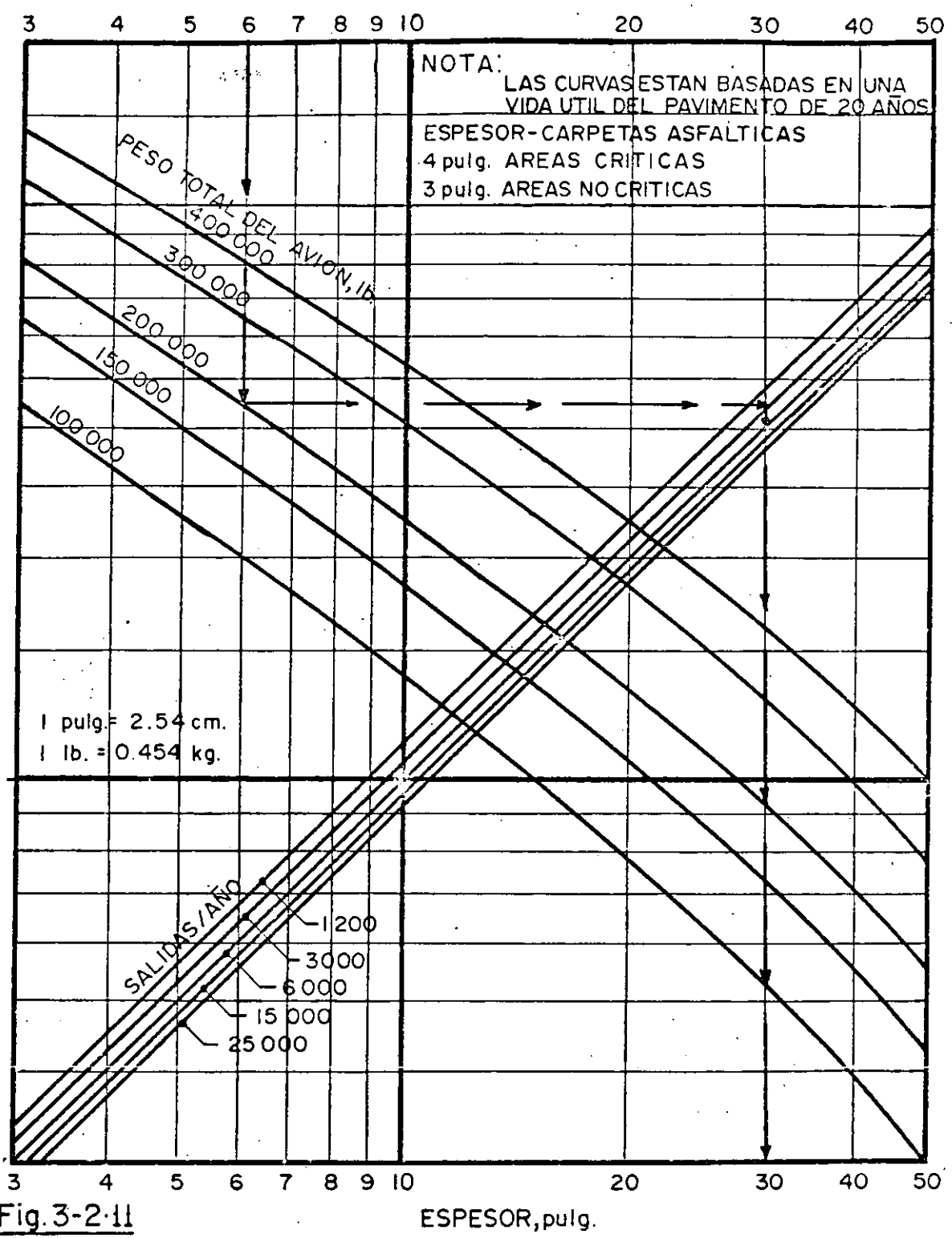


Fig. 3-2-11

ESPEJOR, pulg.

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

———— TREN DE ATERRIZAJE EN DOBLE TANDEM ————

(FAA-1978)

C B R

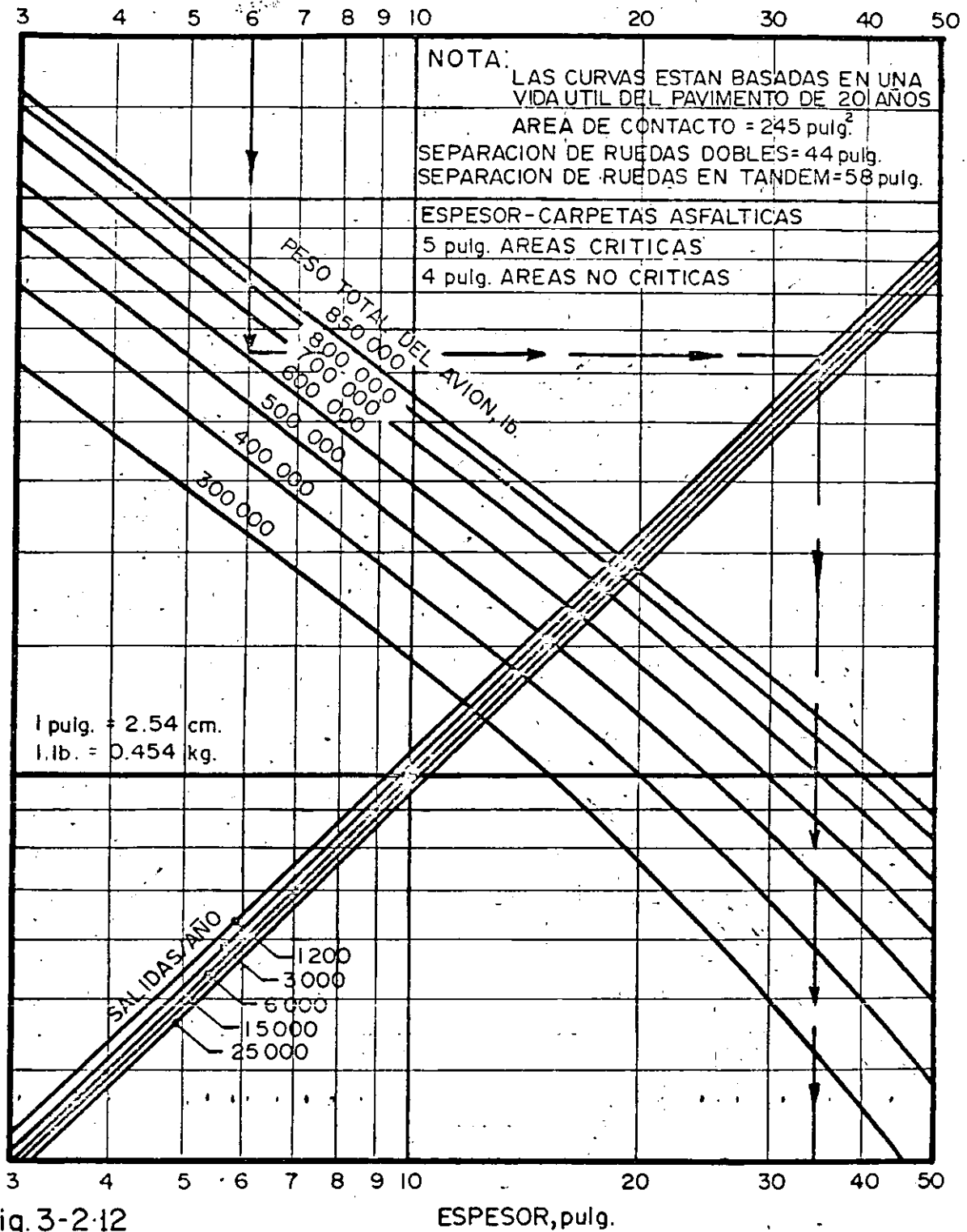
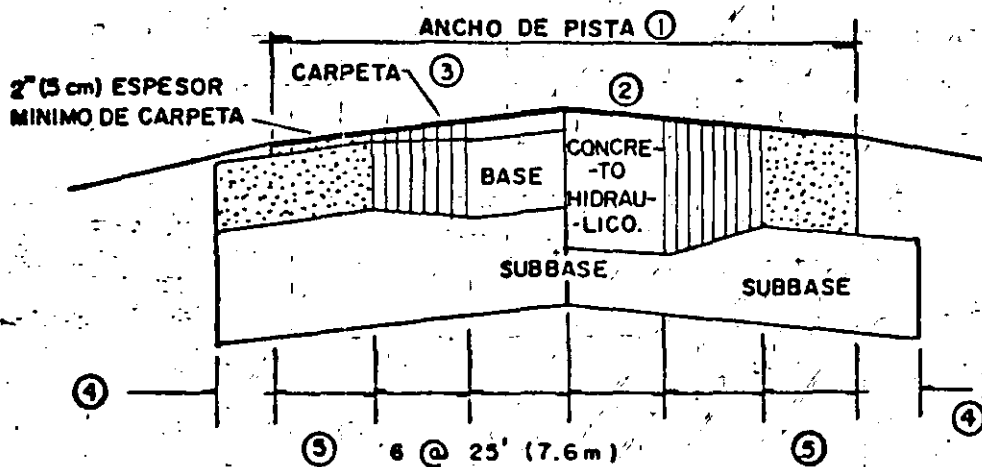
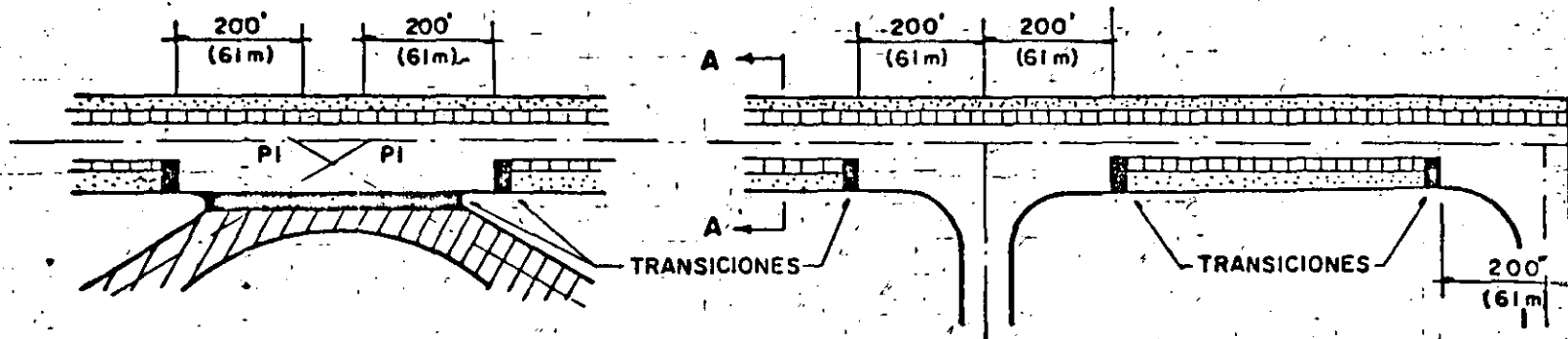


Fig. 3-2.12

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES B-747-100, SR, 200 B,C,F

(FA A-1978)



NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

SIMBOLOGIA





-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = T → 0.7T
-  ESPESOR = 0.9T
-  ESPESOR = 0.7T

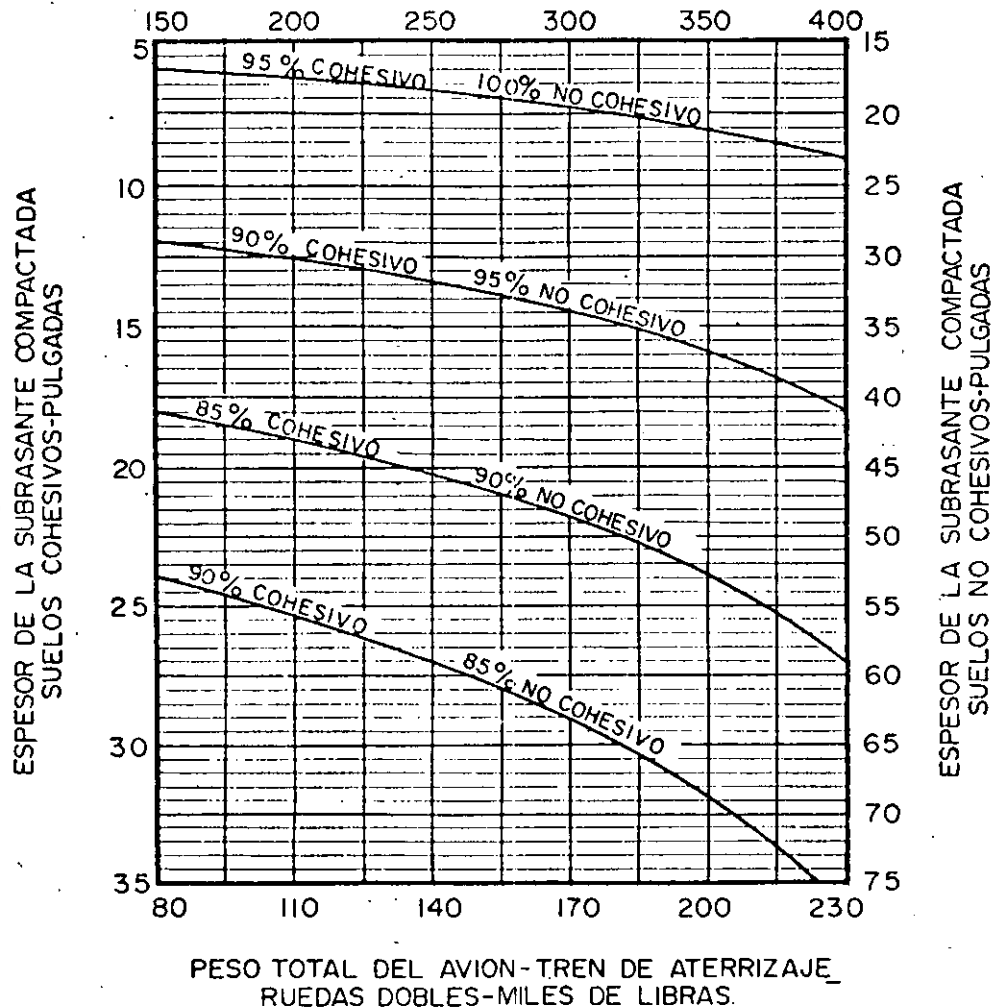
Fig. 3-219

PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

3.2-21

83

PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
DOBLE TANDEM-MILES DE LIBRAS.



(FAA-1978)

Fig.3-2-20

REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

NOTAS:

- 1.- Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
- 2.- Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90 % para cohesivos y 95 % para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95 % para suelos cohesivos y 100 % para los no cohesivos, de la densidad T-611.
- 3.- La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en cuyo caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad donde sus densidades sean satisfactorias.
- 4.- Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg.=2.54 cm.
1 lb. =0.454 kg.

3.2-22

TABLA 3-2.2 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA SUBBASES ESTABILIZADAS

	<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.7-2.3
P-201,	Base Asfáltica	1.7-2.3
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.5-1.7
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.5-1.7
P-304,	Base tratada con cemento	1.6-2.3
P-301,	Base utilizando suelo cemento	1.5-2.0
P-209,	Base con agregados triturados	1.4-2.0
P-154,	Capa de subbase	1.0

Para establecer los factores mostrados arriba, el valor del CBR de la subbase estandar P-154, se consideró de 20.

(FAA - 1978)

3).- Método del Departamento de Transporte de Canadá.-

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente se efectuaron otras pruebas como la de CBR, compresión triaxial, penetrómetro y Viga Benkelman y se correlacionaron entre sí. A partir de esta investigación, dirigida por N. McLeod, se desarrolló la ecuación de diseño:

$$t = K \text{ Log } \frac{P}{S} \quad (3.3.1)$$

donde:

t = Espesor de la estructura de pavimento en términos de un espesor equivalente de una base granular (pulg).

K = Constante de la base, que depende de las dimensiones de la placa y de las propiedades de la base para distribuir la carga por espesor unitario.

P = Capacidad de carga (lb) de la superficie del pavimento aplicada mediante una placa comúnmente de 30 " de diámetro) a una deformación dada (comúnmente de 0.5 ") y a un número dado de repeticiones de carga (comúnmente 10 repeticiones .)

S = Valor soporte de la subrasante (lb), para las mismas condiciones de aplicación de carga para determinar P.

El valor de la constante de la base, K , varía según se muestra en la fig. 3.3.1. Teóricamente el valor de la constante de la base debe aumentar con la profundidad, sin embargo los valores dados son satisfactorios para el rango de espesores normalmente empleados.

La relación empírica entre el soporte de la subrasante a 0.2 pulg. de deflexión y el soporte a cualquier otra deflexión está dada en la fig. 3.3.2. En esta gráfica McLeod proporciona la relación empírica entre el valor soporte de la subrasante en cualquier caso y el valor soporte cuando se prueba la subrasante con placa de 30 pulgadas (76.2 cm) de diámetro y con una deformación de 0.2 pulg. (0.508 cm). Con la relación P/A (perímetro/área) de la llanta y considerando la deformación que ésta produzca en el pavimento (0.5 pulg. es un valor usual), es decir, usando la curva correspondiente a esta deformación, se puede encontrar la relación mencionada.

Los requerimientos de espesores para varias cargas de rueda sencilla y para varios valores de soporte de la subrasante se basan en cálculos utilizando la ecuación de diseño 3.3.1. Las figs. 3.3.3 a 3.3.6 muestran gráficas de diseño en función del valor soporte de la subrasante obtenido con placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. Los espesores obtenidos están en función de espesores equivalentes, es decir, el espesor equivalente considera al pavimento formado por una so

TABLA 3-2.3 FACTORES DE EQUIVALENCIA RECOMENDADOS PARA BASES ESTABILIZADAS

	<u>Material</u>	<u>Factor de Equivalencia</u>
P-401,	Carpeta Asfáltica	1.2-1.6
P-201,	Base Asfáltica	1.2-1.6
P-215,	Base Asfáltica colocada en frío	1.0-1.2
P-216,	Base utilizando mezclas elaboradas en el lugar	1.0-1.2
P-304,	Base tratada con cemento	1.2-1.6
P-301,	Base utilizando suelo cemento	N/A
P-209,	Base con agregados triturados	1.0
P-154,	Capa de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de CBR de 80 para P-209

(FAA - 1978)

TABLA 3-2.4 ESPEJOR DE PAVIMENTO PARA NUMERO ELEVADO DE SALIDAS EXPRESADO COMO POR CIENTO DEL ESPE—
SOR CORRESPONDIENTE A 25,000 SALIDAS/AÑO.

<u>Salidas/Año</u>	<u>Por ciento del espesor con relación a 25,000 salidas</u>
50,000	104
100,000	108
150,000	110
200,000	112

Los valores dados en la tabla 3.2.4 están basados en extrapolaciones de datos obtenidos por investigación y observaciones de pavimentos en servicio. La tabla 3-2.4, fué elaborada considerando una relación logarítmica entre el por ciento de espesores y salidas.

(FAA - 1978)

3.3-3

M. EM. ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

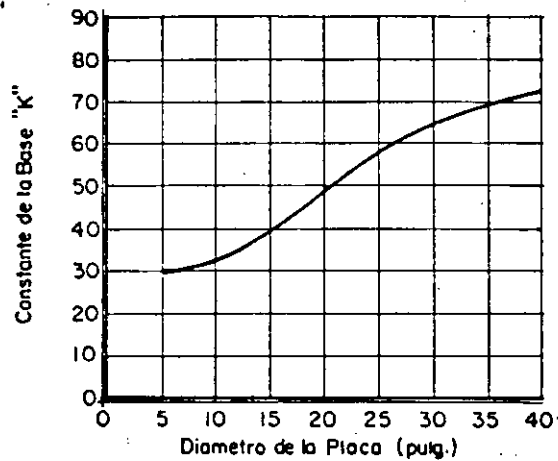


Fig. 3-3-1 Influencia del diametro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \log \frac{P}{S}$

(de Mc Leod. 1956)

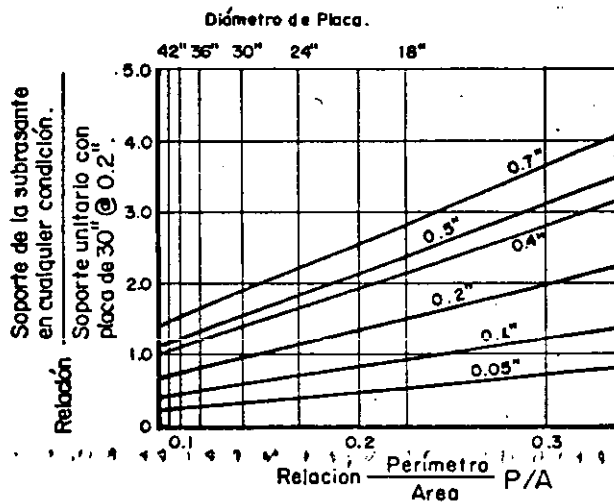


Fig. 3-3-2 Relaciones de soporte de la subrasante.

(de Mc Leod. 1956)

M. EWING, FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

Valor soporte de la subrasante (Libras) Placa de 30" de diámetro 0.5" de deflexión - 10 repeticiones de carga.

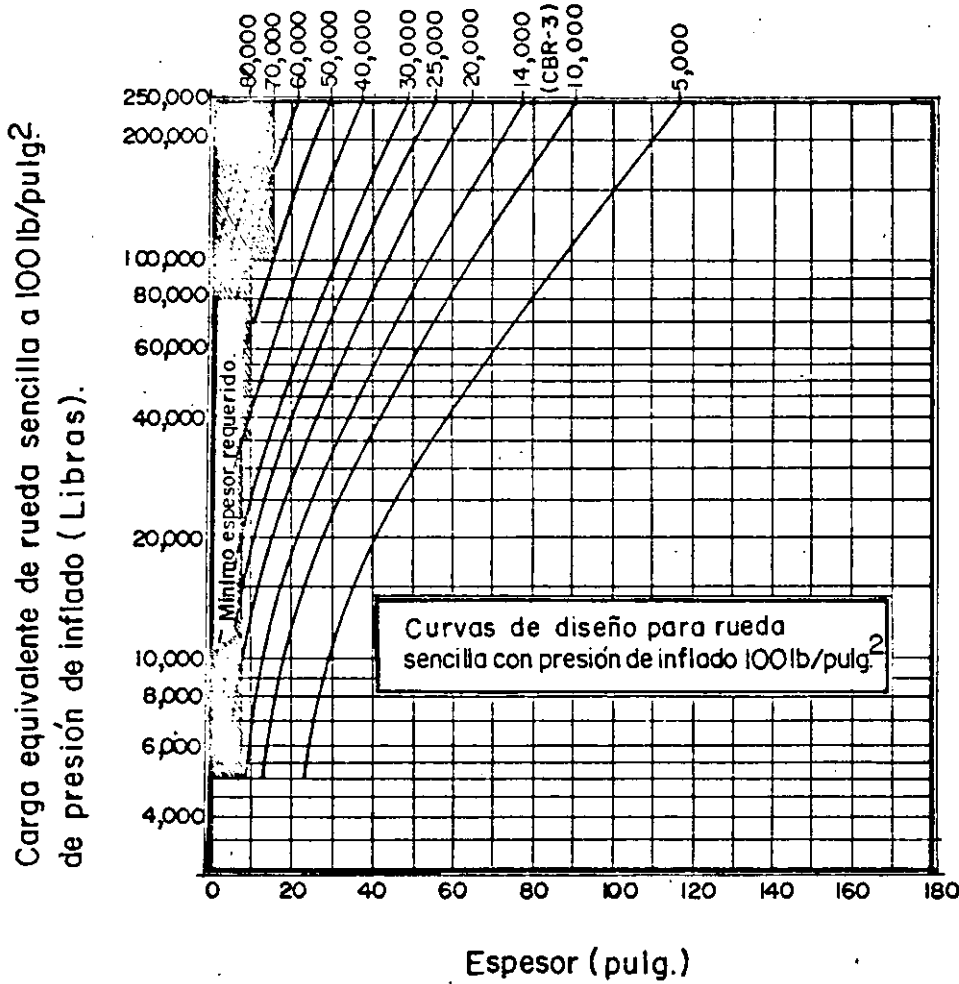
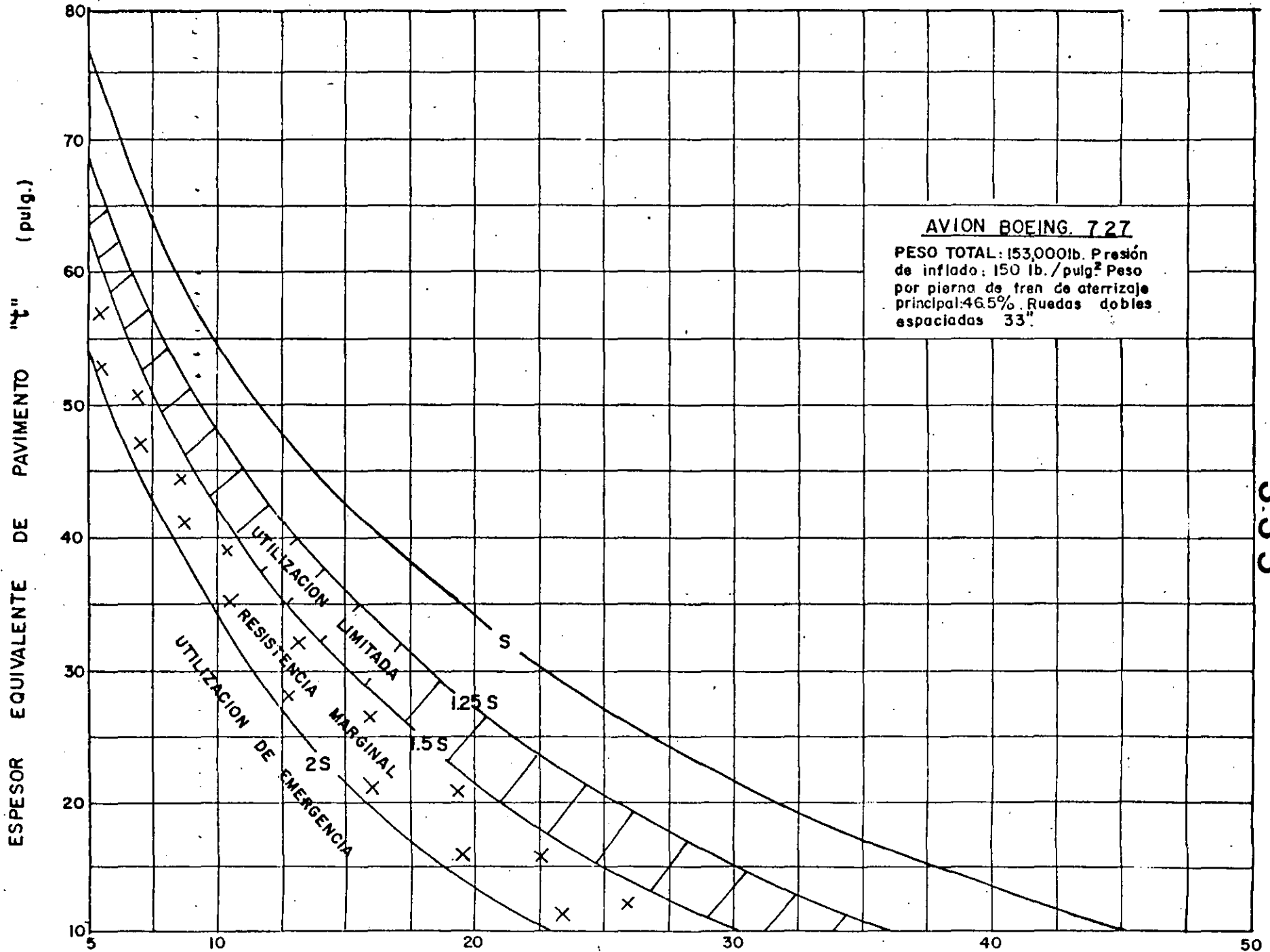


Fig. 3.3.3 Carta de diseño de pavimentos flexibles (Mc Leod 1956)



Valor soporte de la subrasante "s" (1,000lb). Placa de 30" ø ; 0.5" de deflexión ; 10 repeticiones.

Fig. 3-3-4 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá 1969)

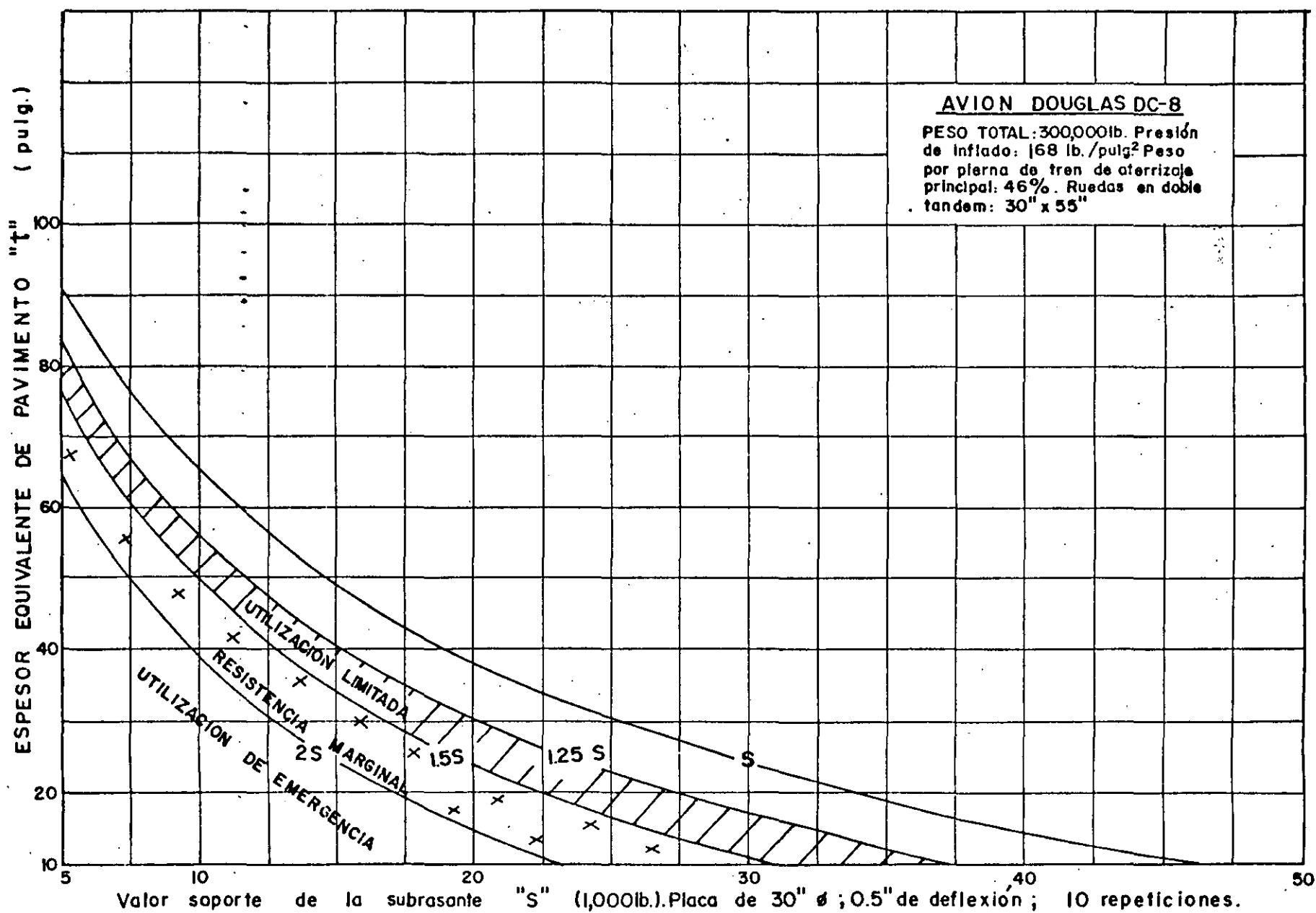


Fig.3-3-5 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

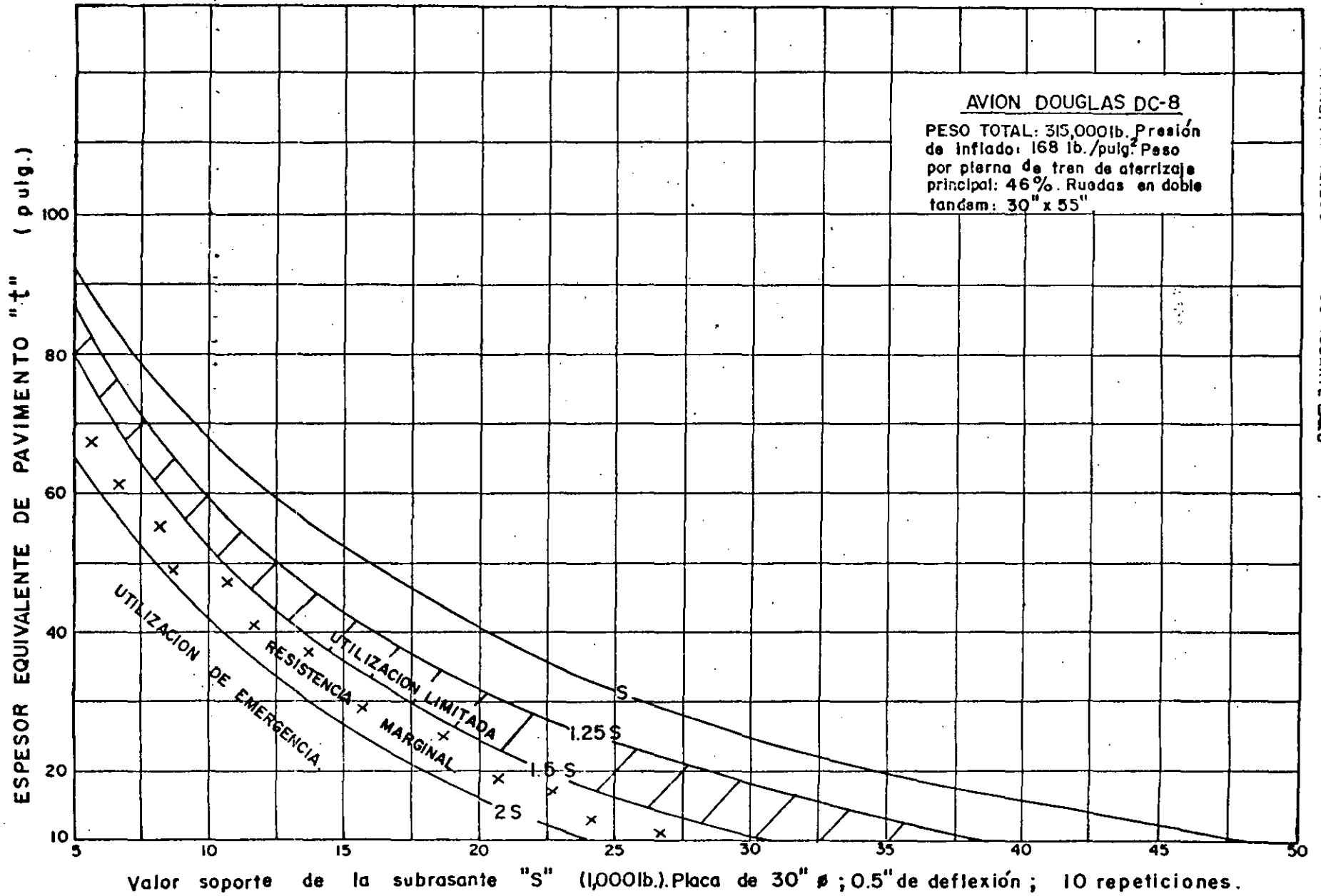


Fig.3-3-6 Carta de diseño y evaluación de pavimentos flexibles.

(Departamento de transporte de Canadá. 1969)

la capa de base granular. En la tabla 3.3.1 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 3.3.2 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

La fig. 3.3.7 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La fig. 3.3.8 muestra la relación, obtenida por el Departamento de Transporte de Canadá en 1960, entre los valores de deflexión medida con Viga Benkelman y la capacidad de carga de placa (de 30" de diámetro, a 0.5 de deflexión y a 10 repeticiones); la fig. 3.3.8.A, muestra una relación obtenida posteriormente, también por el Departamento de Transporte de Canadá, con base en 1251 observaciones, para los dos métodos de evaluación mencionados.

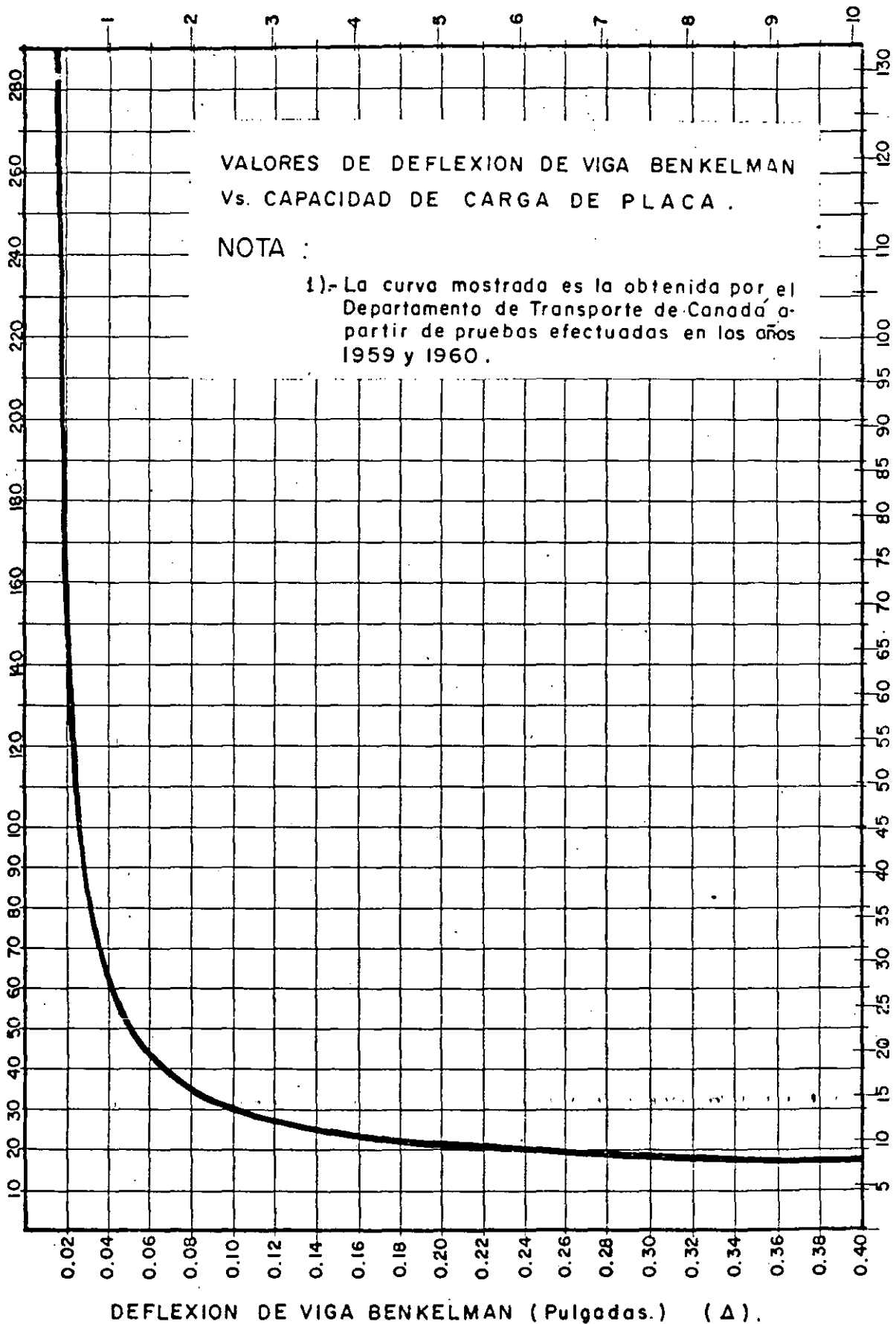
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 10 20 30 40 50 60 70
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg. ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg.) con placa de 12" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0 20 40 60 80 100 120 140 160
Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb./pulg. ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.05" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0 50 100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650
* CBR In situ (no saturado)	0 2 3 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28
* Penetrómetro Housel. No. de golpes para 6" de penetración.	0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65

* Valor promedio a una profundidad de 2pies de la subrasante.

Fig. 3-3-7 Relaciones entre las medidas de capacidad de la subrasante indicadas por
varios métodos de prueba (para suelos cohesivos) .

(Departamento de transporte de Canadá - 1969)

CARGA EN PLACA DE 30" Ø (1000 lbs.)
A 0.5" DEFLEXION - 10 REPETICIONES

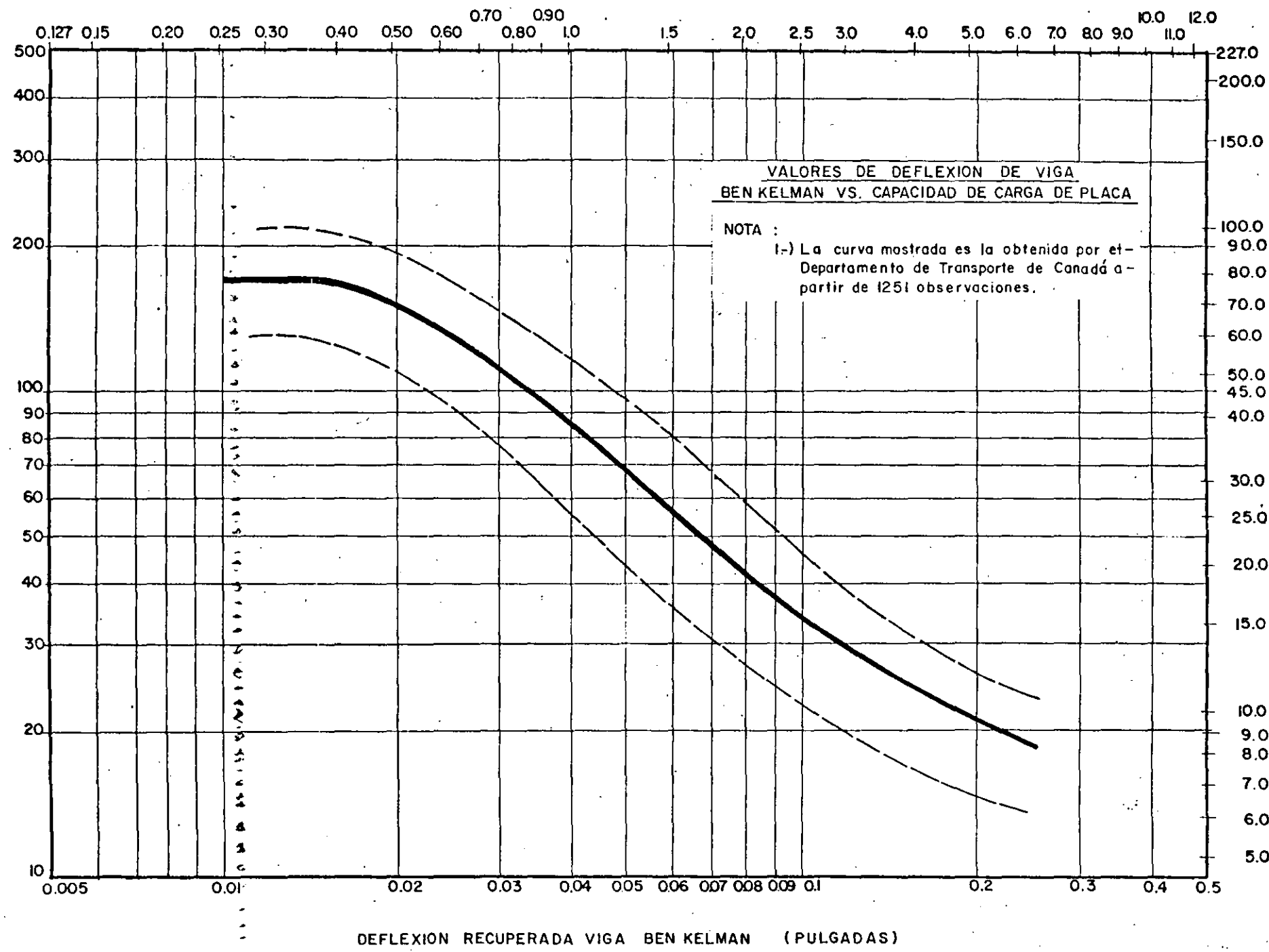


CARGA EN PLACA DE 76.2 cm Ø (1000kg)
A 1.27 cm DEFLEXION - 10 REPETICIONES.

Fig. 3 - 3.8

CARGA EN PLACA DE 30" Ø - 0.5" DEFLEXION - 10 REPETICIONES (KIPS)

DEFLEXION RECUPERADA VIGA BEN MAN (m.m.)



CARGA EN PLACA DE 76.2 cm (30") Ø - 1.27 cm (0.5") DEFLEXION - 10 REPETICIONES (1000 Kg.)

3.3-12

Fig. 3-3.9

4).- Método del Instituto del Asfalto.-

En el año de 1973 el Instituto del Asfalto publicó su nuevo método de diseño de pavimentos flexibles denominado " Full - Depth " o pavimento integral. En contraste con la mayoría de los métodos de diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos, este método utiliza el concepto de análisis de tráfico mezclado, en lugar de utilizar el concepto de avión crítico o avión de diseño.

El avión estandar utilizado en este método es el DC-8-63F con peso máximo de 162,000 kg (358,000 lb).

El método se basa en la teoría de que el pavimento es un sistema elástico multicapas y que cuando se le aplica una carga se producen dos tipos de esfuerzos críticos:

- Un esfuerzo horizontal por tensión, E_t , en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico (ver fig.3.4.1).
- Un esfuerzo vertical por compresión, E_c , en la parte superior de la subrasante.

3.4-2

AL. ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZAR

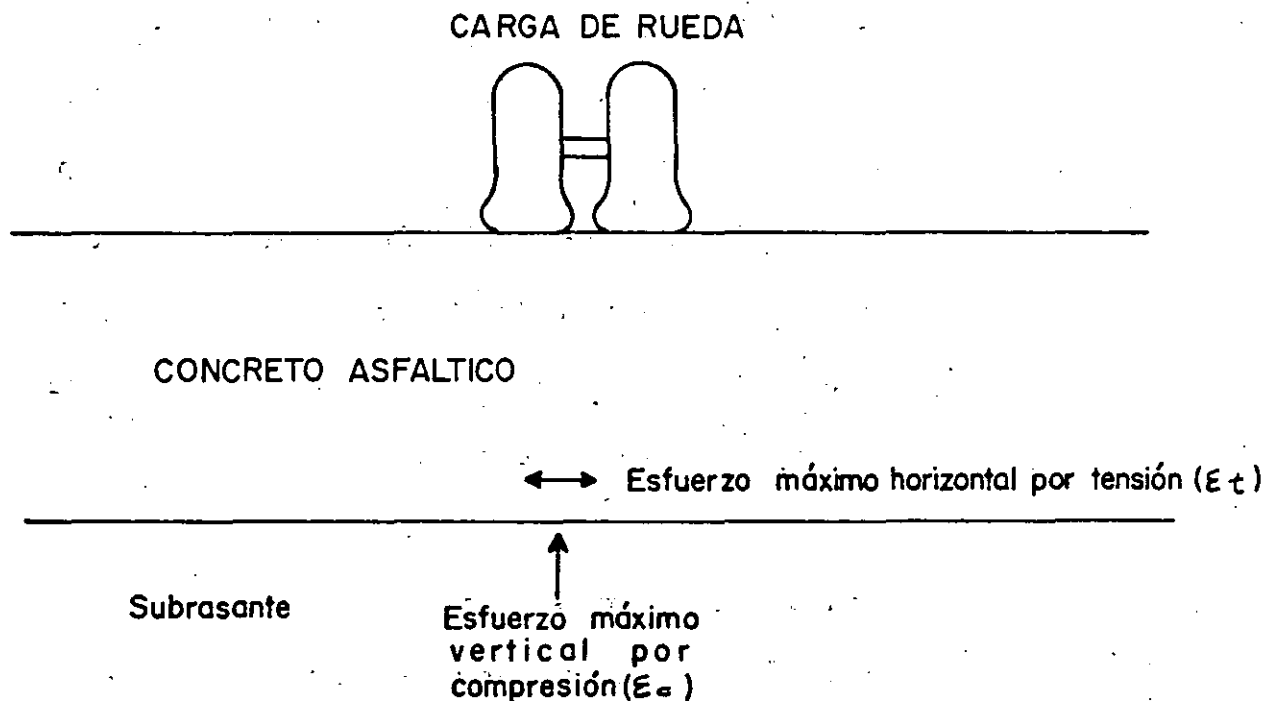


Fig.3-4-1 Localización y dirección de los esfuerzos de tensión y compresión en un pavimento integral de asfalto.
(Instituto del Asfalto).

Mayor temperatura \Rightarrow Menor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_c

Menor temperatura \Rightarrow Mayor $|E_c| \Rightarrow$ Mayor ϵ_t

$|E_c|$: Módulo de elasticidad del concreto asfáltico.

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO

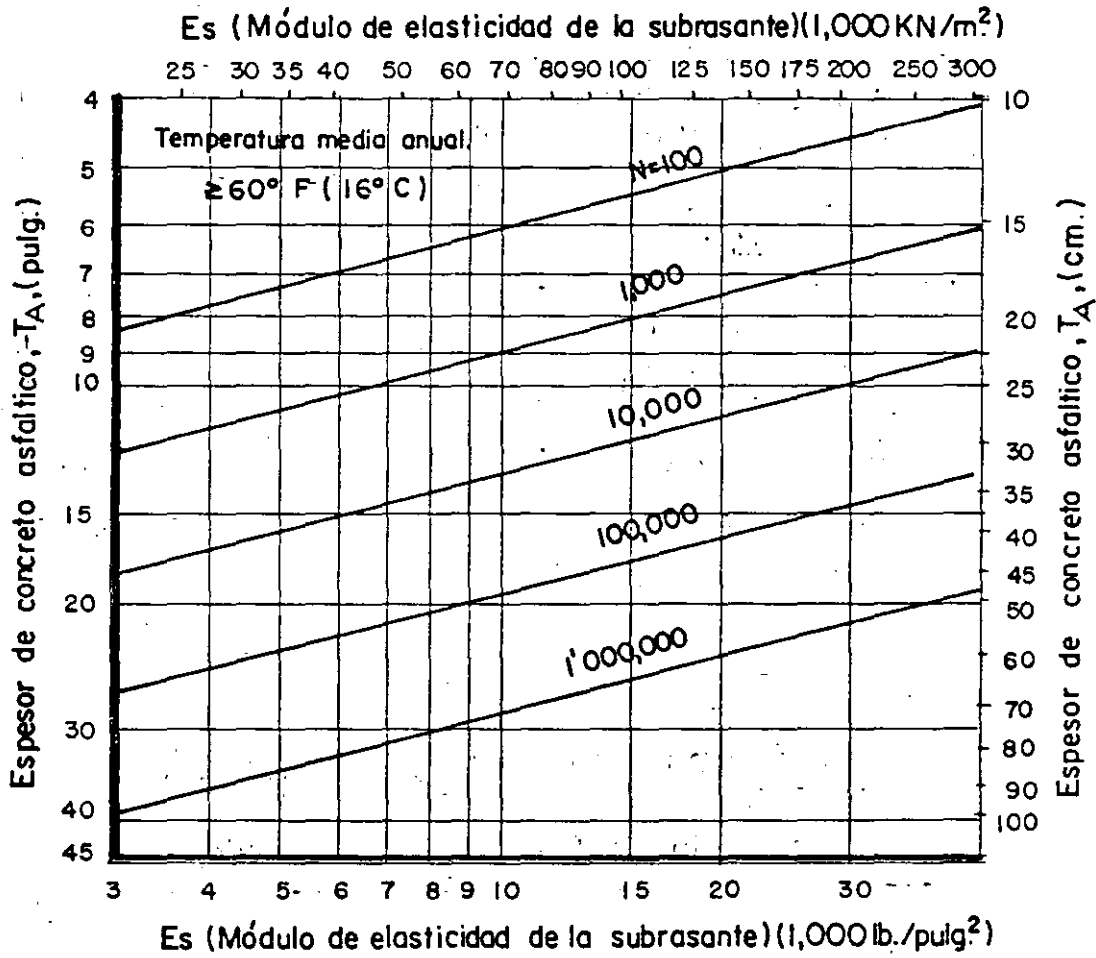


Fig. 3-4-3 (Continuación) Criterio ϵt .

termina por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión triaxial.

— Por aproximación a partir de la prueba CBR:

$$E_s \text{ (lb/pulg.}^2\text{)} = 1,500 \text{ CBR}$$

$$E_s \text{ (KN/m}^2\text{)} = 10,342 \text{ CBR}$$

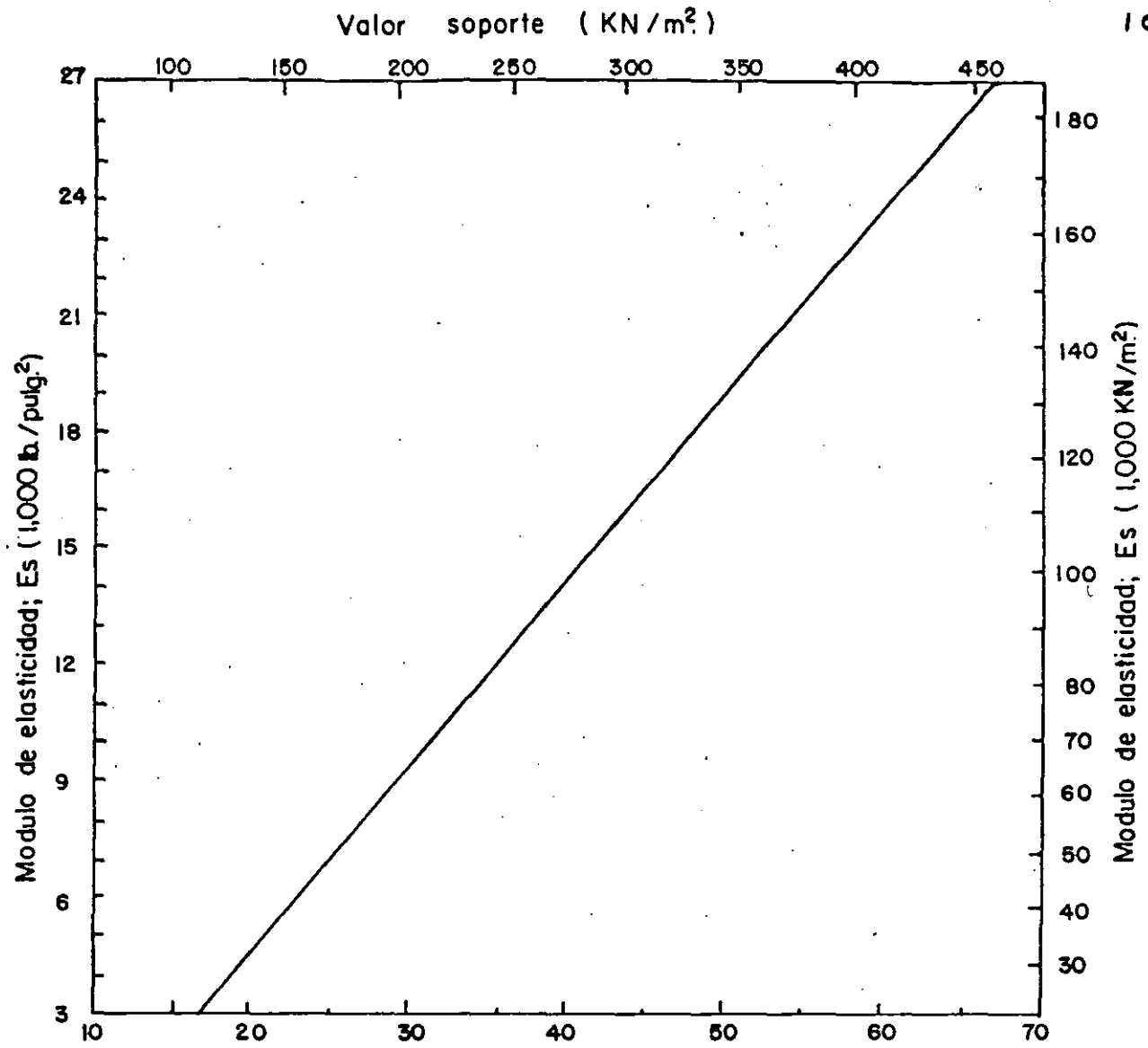
— Por aproximación a partir de prueba de placa de 30" de diámetro, 0.5 pulg. de deflexión y 10 repeticiones de carga. La relación se indica en la fig.3.4.4

Se puede también obtener el valor de E_s , en forma aproximada, a partir de la clasificación de suelos de la FAA, como se indica en la tabla 3.4.1

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo... ..
mostrado en la fig.3.4.5 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig.
3.4.6

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F que una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyado en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de es



Valor soporte (lb./pulg²) (placa de 30" ϕ ; 05" de deflexión; 10 repeticiones)

Fig.3.4-4 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, Es. (Instituto del asfalto).

Tabla 3.4.1

CLASIFICACION FAA	Es (psi.)	Es (KN/m ²)	CLASIFICACION FAA	Es (psi.)	Es (KN/m ²)
F 10	5,500	37,900	F 4	14,600	100,700
F 9	6,500	44,800	F 3	16,600	114,500
F 8	7,700	53,100	F 2	19,900	137,200
F 7	8,900	61,400	F 1	22,700	156,500
F 6	10,800	74,500	F a	31,000	213,700
F 5	12,600	86,900			

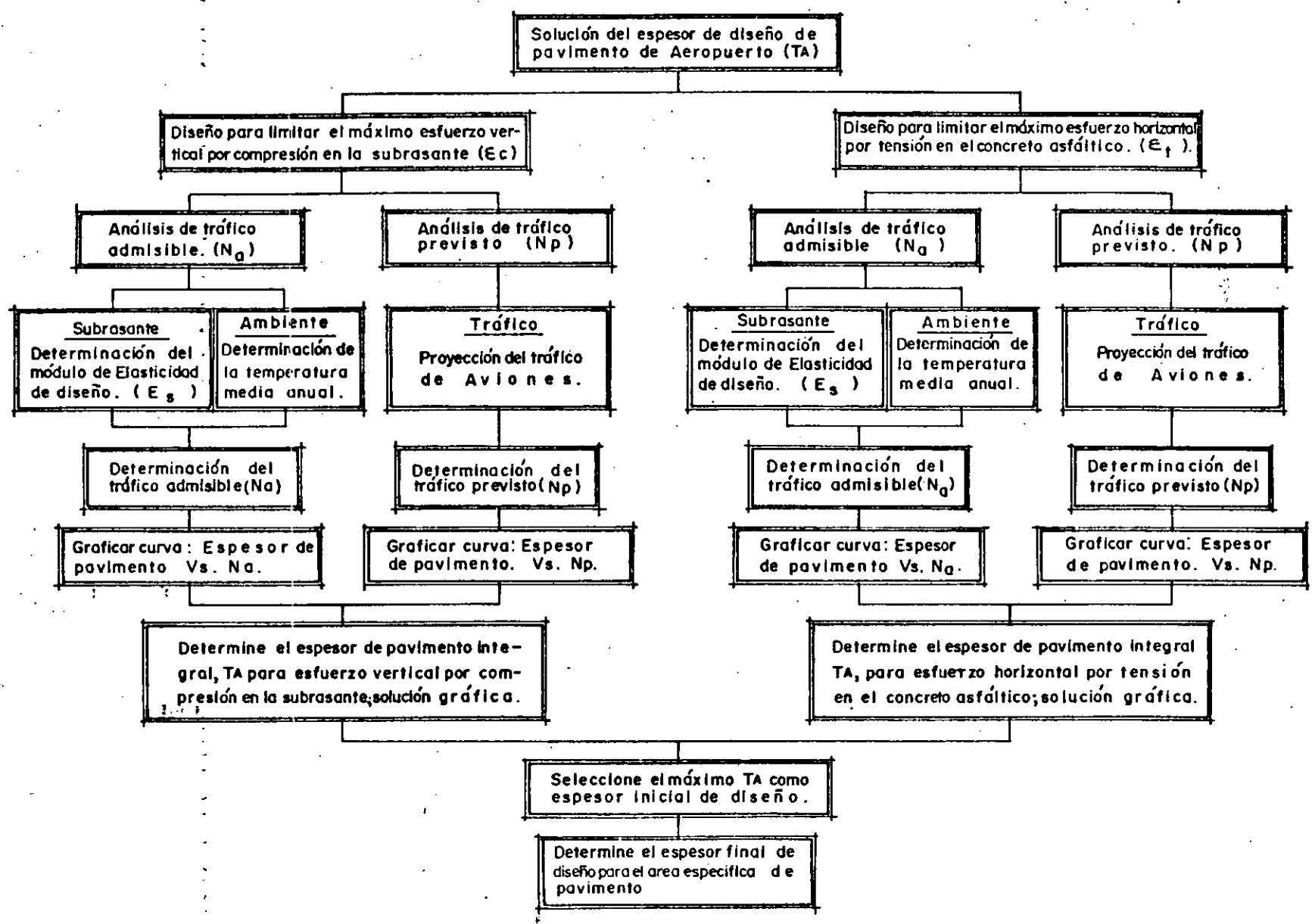
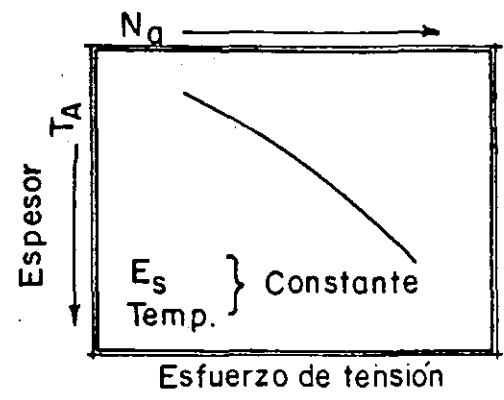
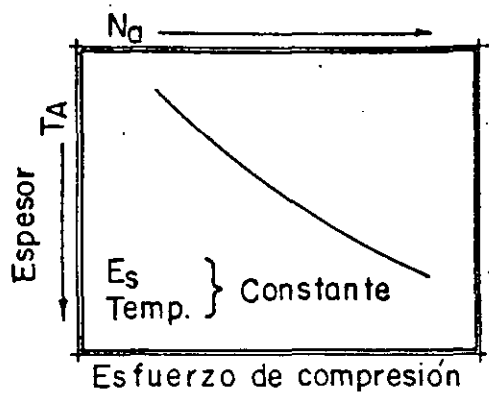
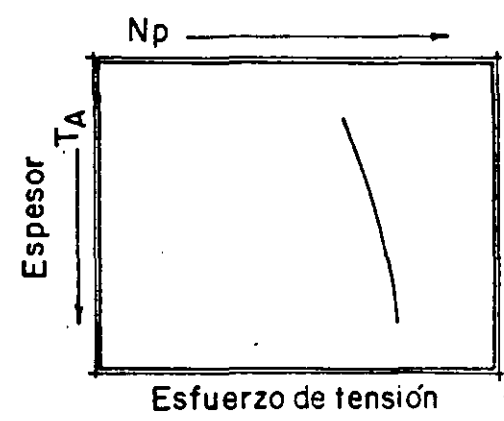
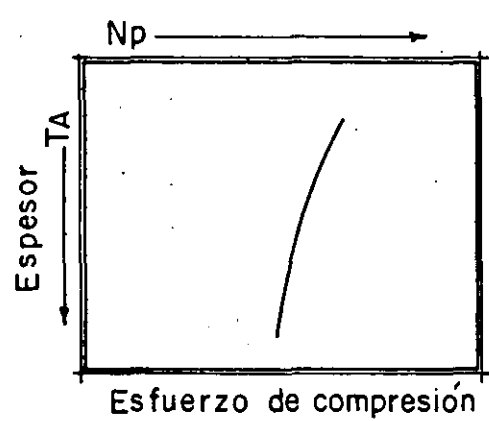


FIG. 3.4-5 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del asfalto. 1973).

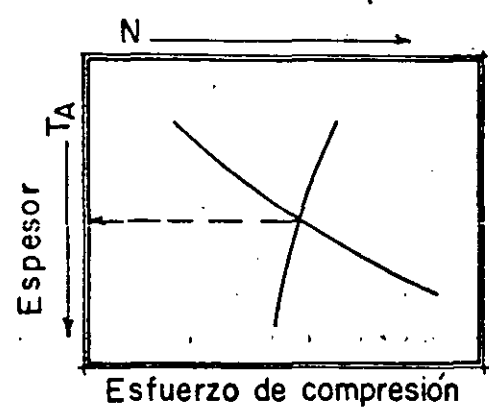
Análisis de tráfico admisible
Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



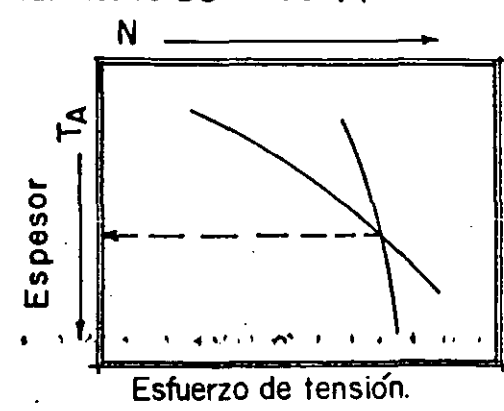
Análisis de tráfico previsto
Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Solución gráfica para obtener el espesor de diseño (T_A)
Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Parte superior de la subrasante



Parte inferior del concreto asfáltico

FIG. 3.4-6 Pasos para determinar el espesor de diseño. (Instituto del Asfalto, 1973).

fuerzos equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurra durante la vida de — diseño del pavimento.

— El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto está blecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 3.4.6. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 3.4.7 y 3.4.8.

Las figs. 3.4.9 a 3.4.12, muestran algunas de las gráficas de equivalencia que presenta el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-8-63-F.

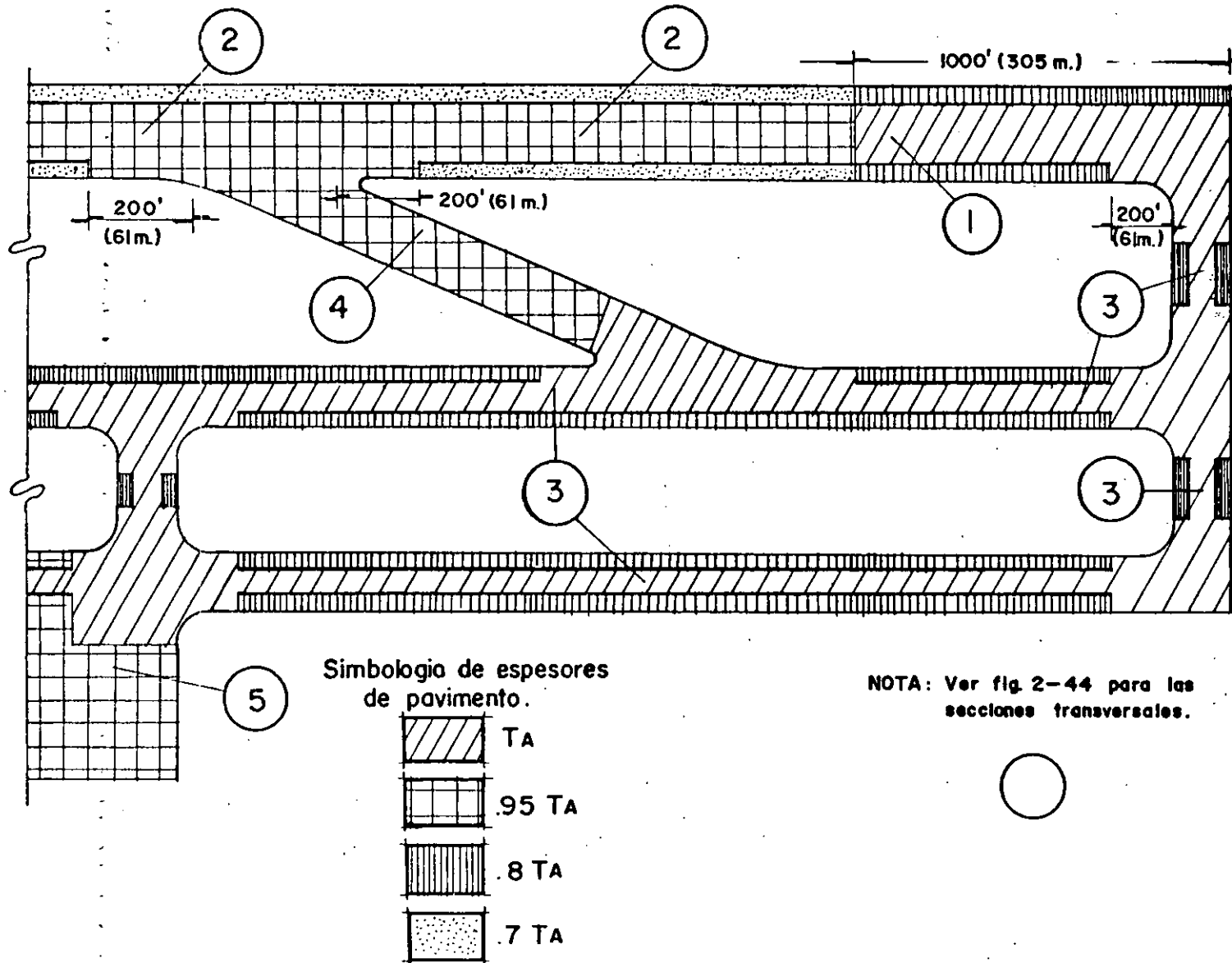


Fig.3-4-7 Zonificación de espesores de pavimento. (Instituto del asfalto. 1973)

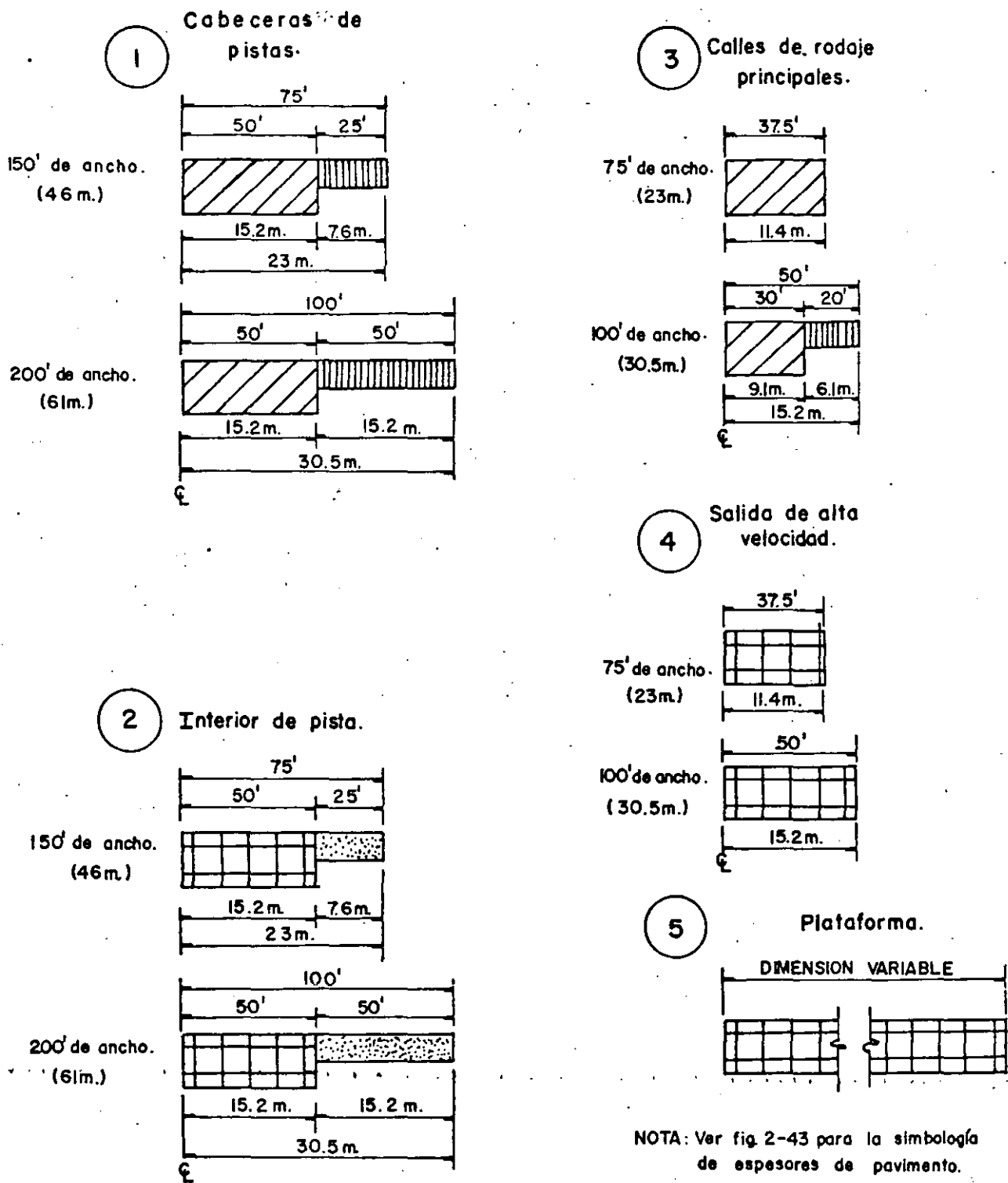


Fig.3-4-8 Secciones transversales de pavimento. (Instituto del asfalto 1973)

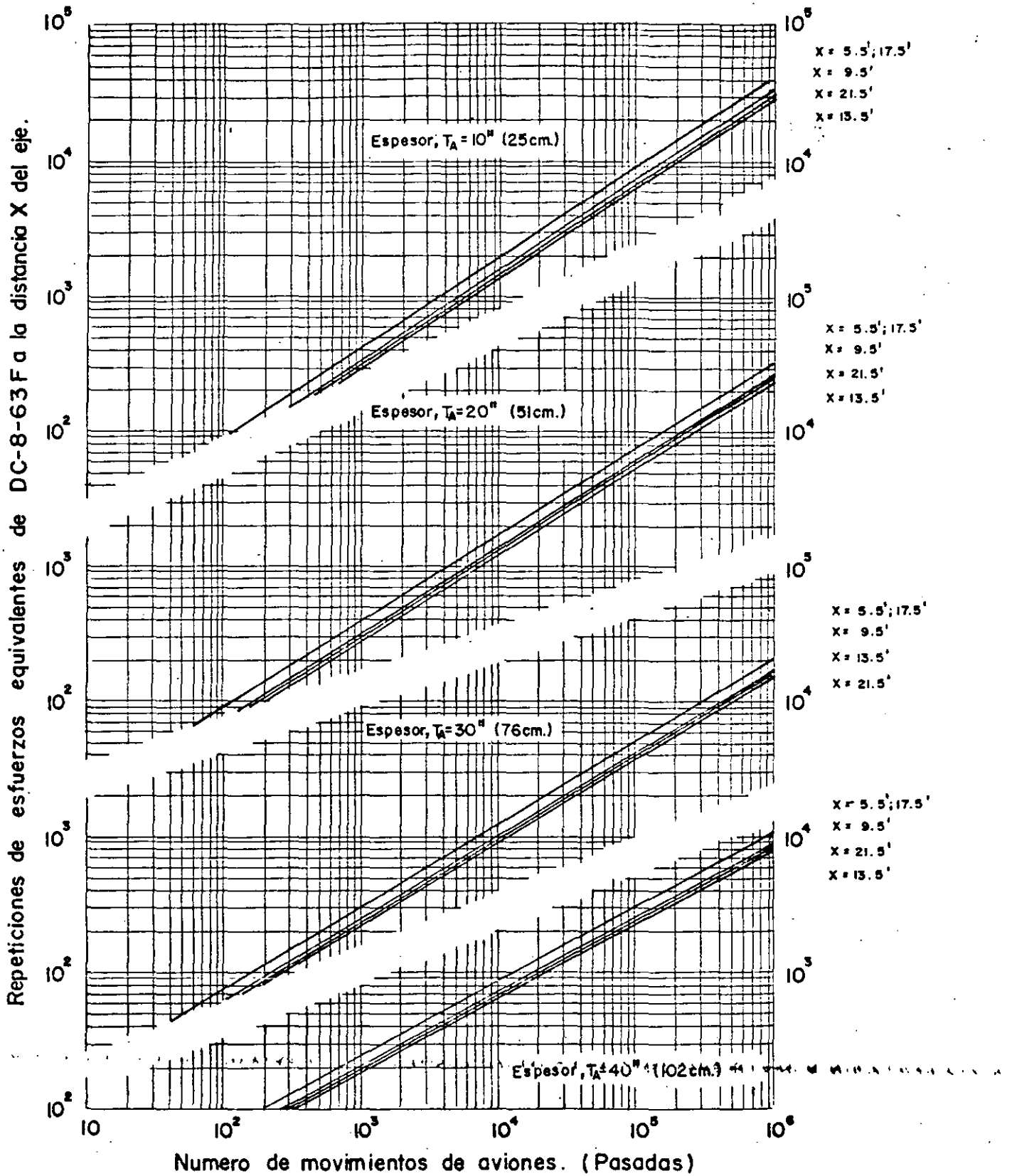


Fig. 3-4-9 Gráfica de equivalencia. Avión : B - 747.
Criterio de esfuerzos: ϵ_c (Instituto del asfalto. 1973)

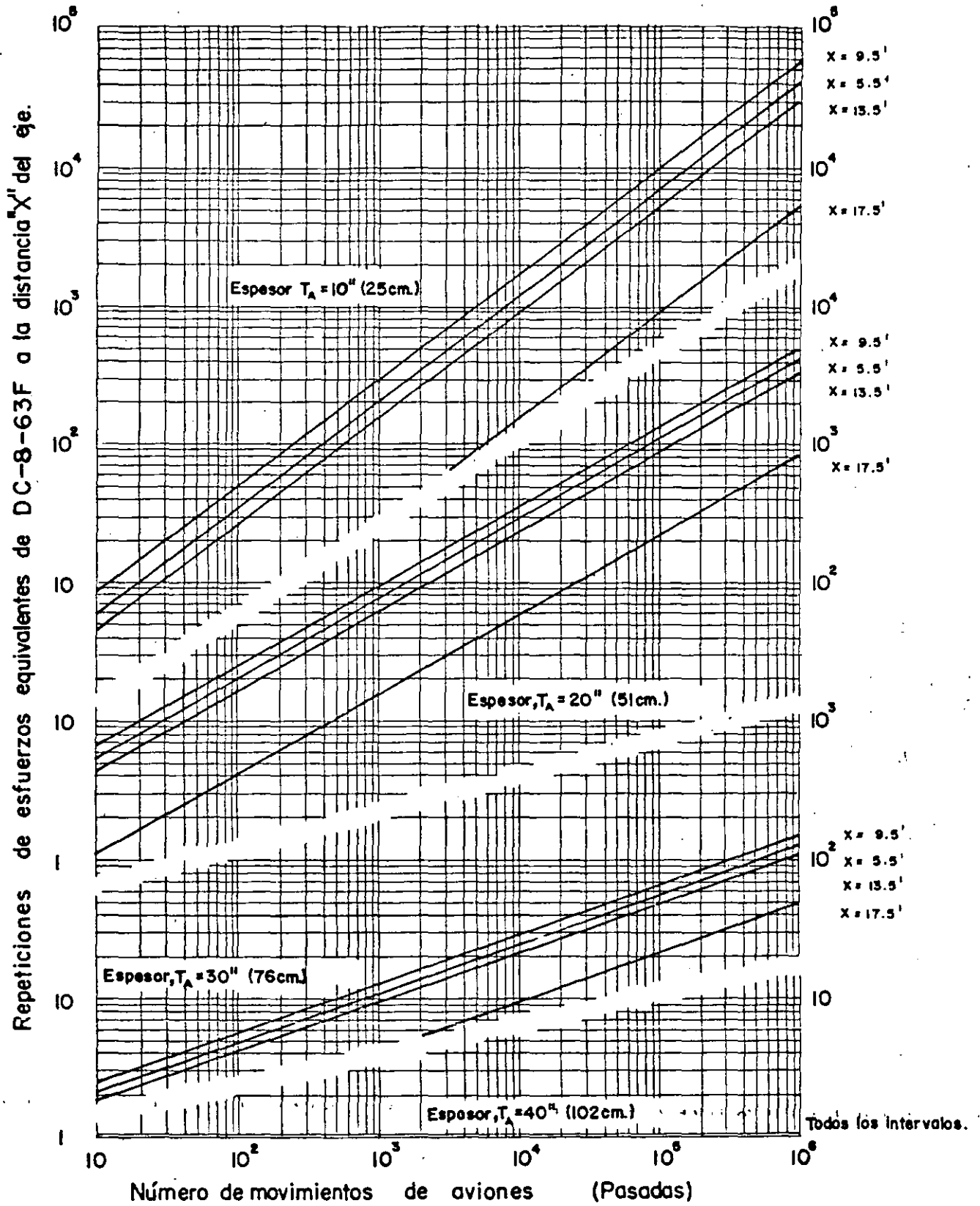


Fig.3-4-10 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200.

Criterio de esfuerzos: ϵ_c (Instituto del asfalto. 1973).

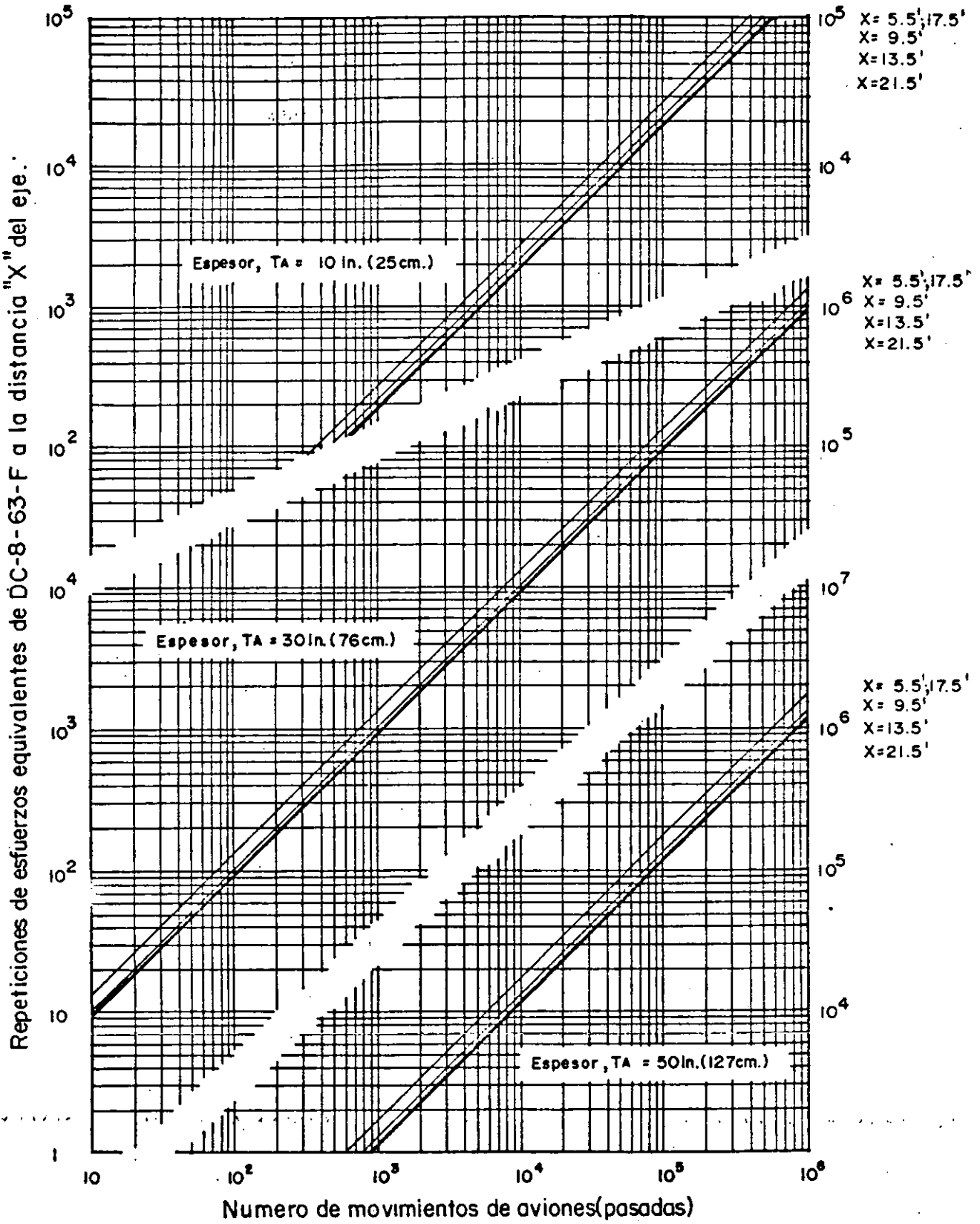


FIG. 3.4-11 Gráfica de equivalencia. Avión: B-747 Criterio de E esfuerzos: E_f . (Instituto del asfalto 1973).

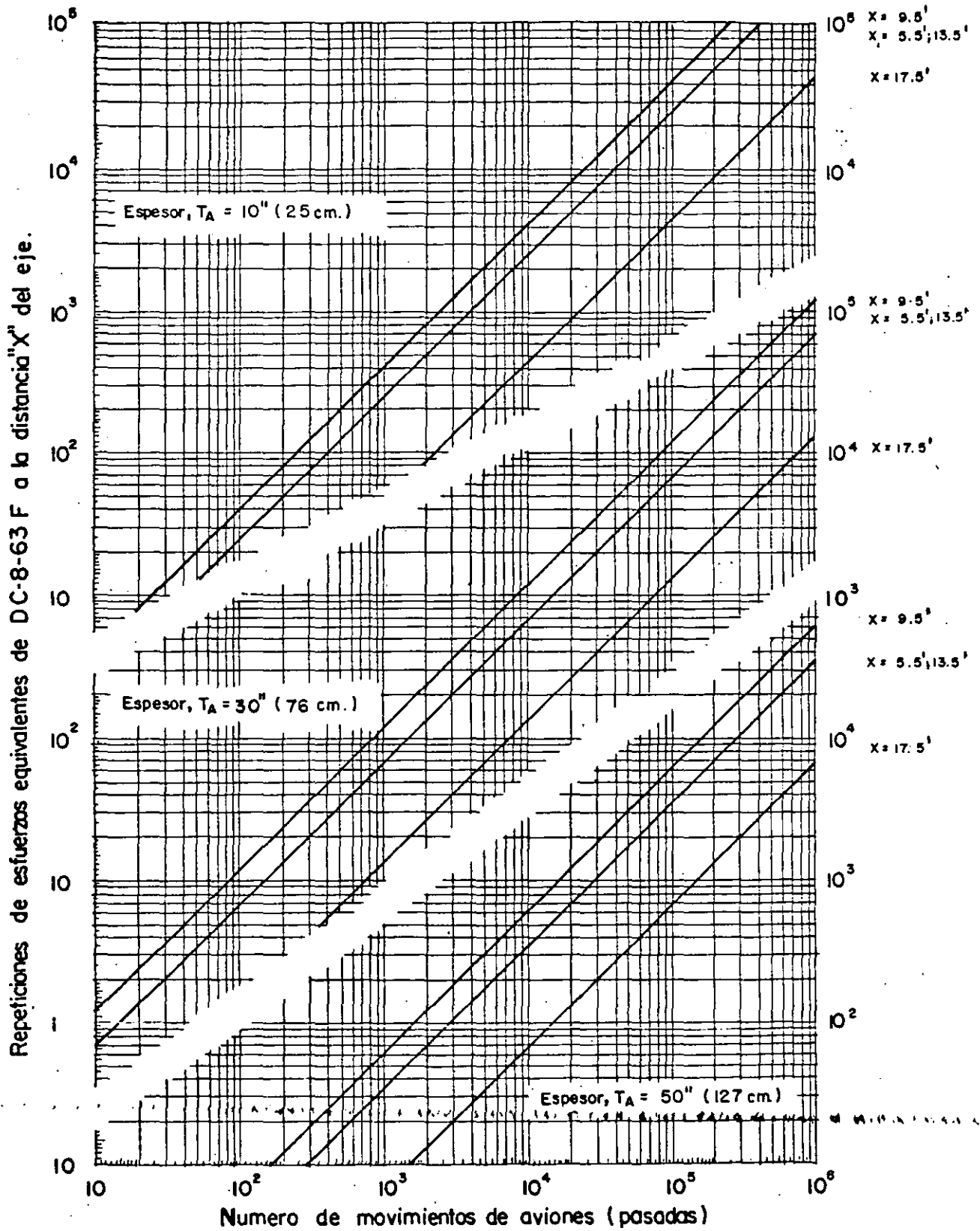


Fig. 3.4.12 Gráfica de equivalencia. Avión: B-727-200. Criterio de esfuerzos ϵ_t .

(Instituto del asfalto. 1973)

CAPITULO VMETODOS PARA PROYECTO DE PAVIMENTOS
RIGIDOS DE AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland representó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de proyecto de pavimentos rígidos están basadas, menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Entre los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, los más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuado por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1).- Método de la Asociación del Cemento Portland (PCA). -

El método de la PCA está basado en los estudios teóricos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H.M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon K. Ray, Donald M. Burmister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas.
- la subrasante se comportará como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para diseño es en el centro de la superficie de la losa ya que considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- comportamiento de los pavimentos de los aeropuertos existentes.
- pruebas de carga en los pavimentos.
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales.</u>	<u>Para operaciones frecuentes.</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabeceras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

En las figs. 5-1.1 y 5-1.2 la PCA proporciona gráficas para estimar el efecto del espesor de las sub-bases en el valor del módulo de Reacción "K"; sin embargo recomienda que dichos valores estimados, sean confirmados o corregidos por medio de pruebas de placa en los primeros tramos que se construyan o en tramos de prueba construidos expresamente.

En las figs. 5-1.3 a 5-1.10 se presentan las recomendaciones de la PCA relativas a las juntas en Pavimentos de concreto hidráulico simple. En la tabla 5-1.5 se resumen las recomendaciones de la PCA para espaciamiento de juntas. En las fig. 5-1.11 a 5-1.13 se presentan 3 ejemplos de gráficas de diseño de espesor de losa de concreto para los aviones DC-10, DC-8-62 y 63 y B-727.

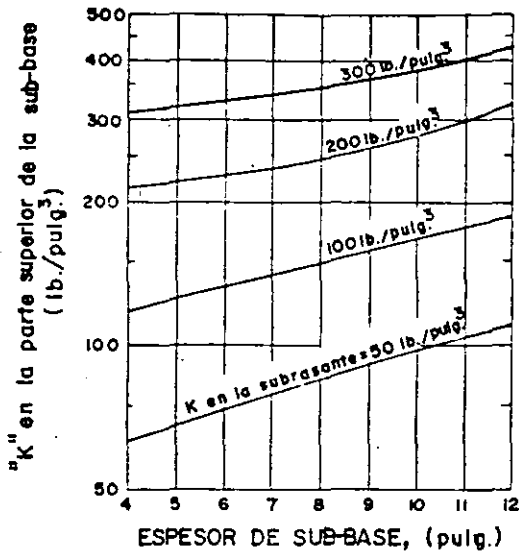


Fig. 5-1-1 Efecto del espesor de sub-base granular en el valor de K (PCA. 1973)

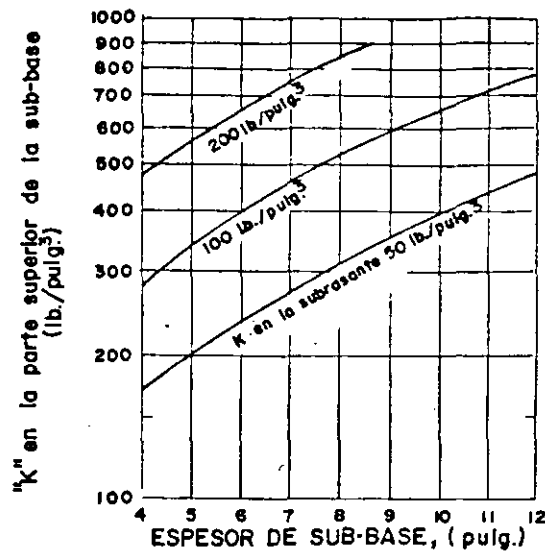


Fig. 5-1-2 Efecto del espesor de sub-base tratada con cemento en el valor de K (PCA. 1973)

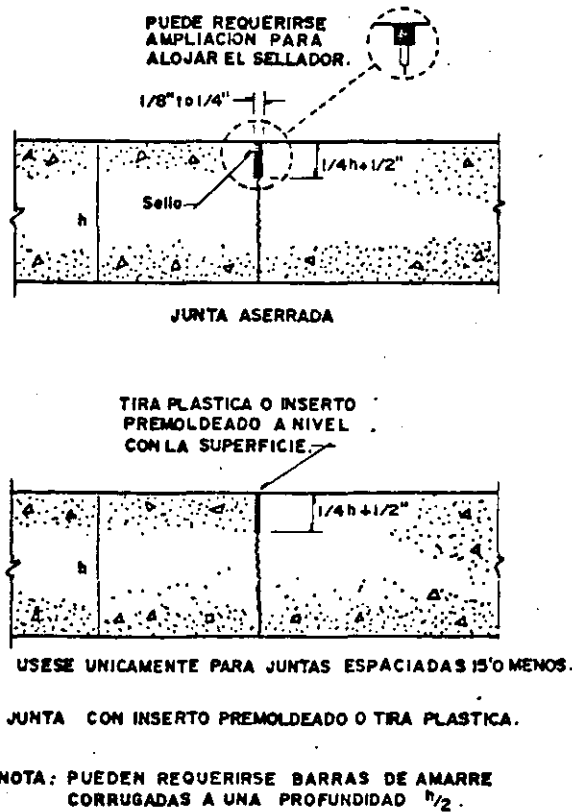
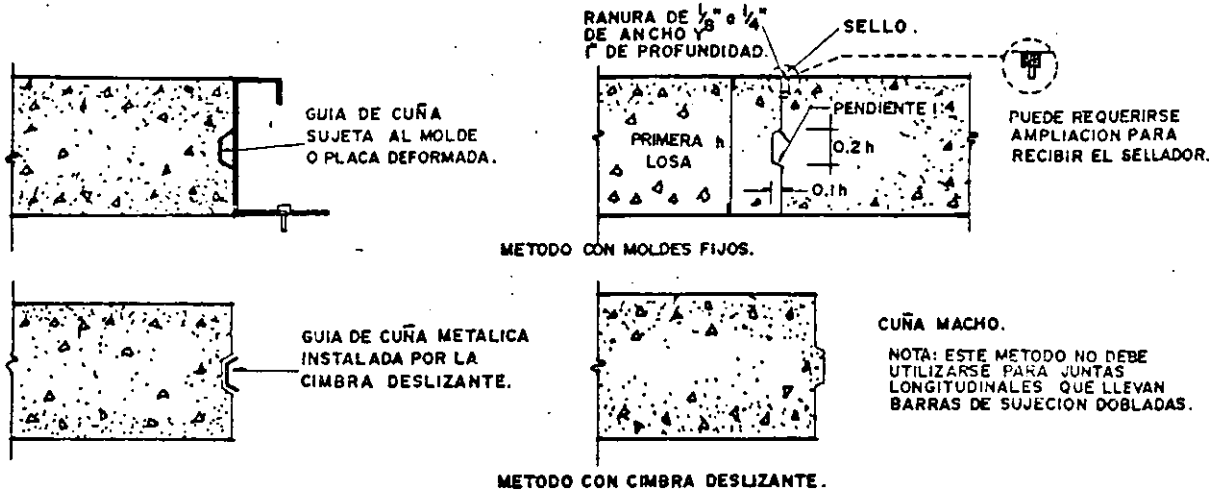
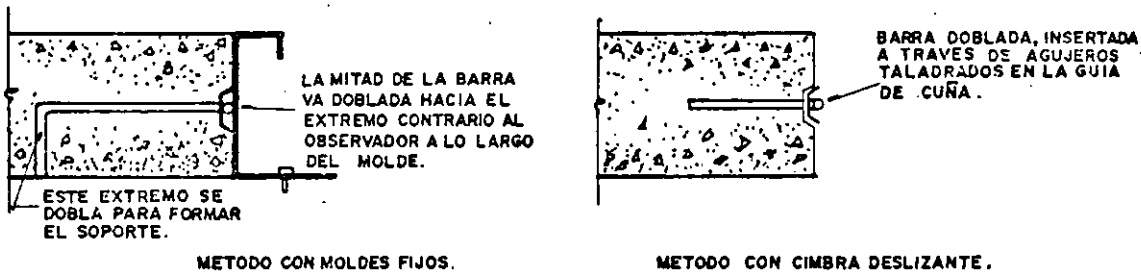


Fig. 5-1-3 Juntas longitudinales centrales (PCA. 1973)



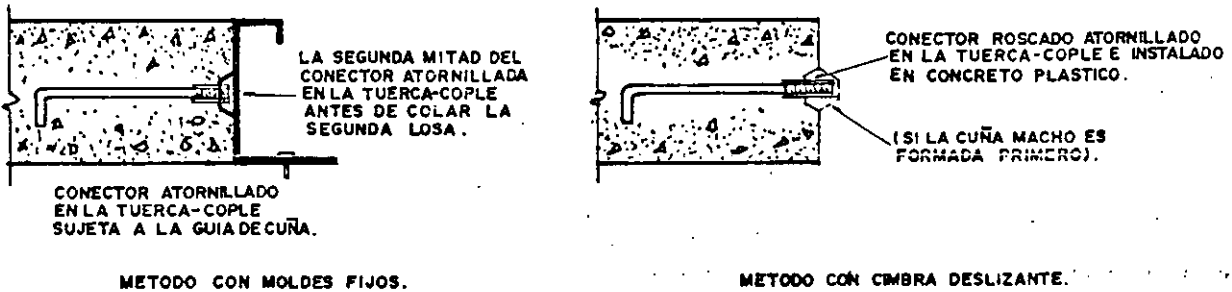
JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION.

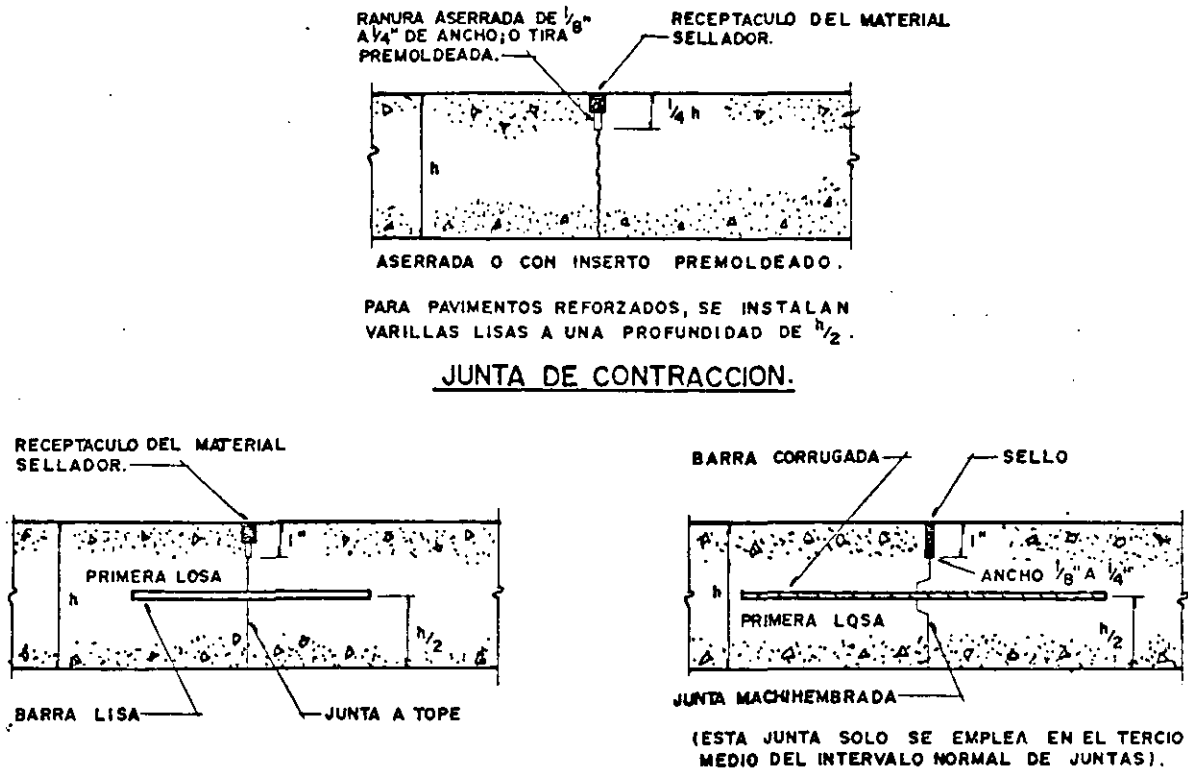
(TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA).

NOTAS: -LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES.
 -LAS CUÑAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE $\frac{h}{2}$.

Fig.5-1-4 Juntas Longitudinales de construcción.

(PCA.1973)

Fig.5-1-5 Juntas Transversales.
(PCA.1973)



JUNTAS DE CONSTRUCCION.

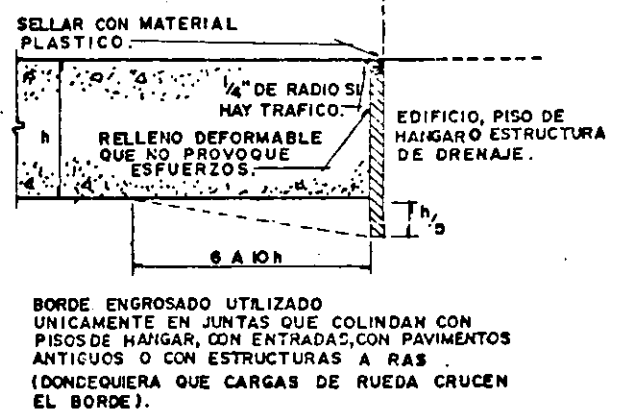
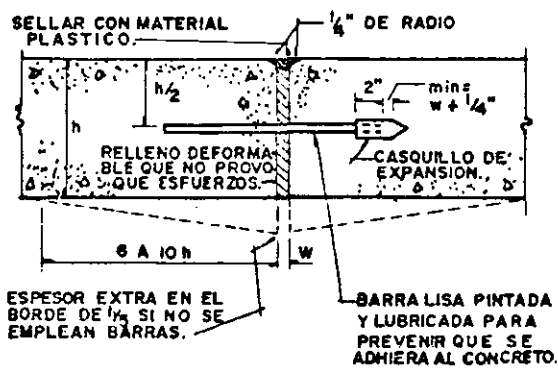
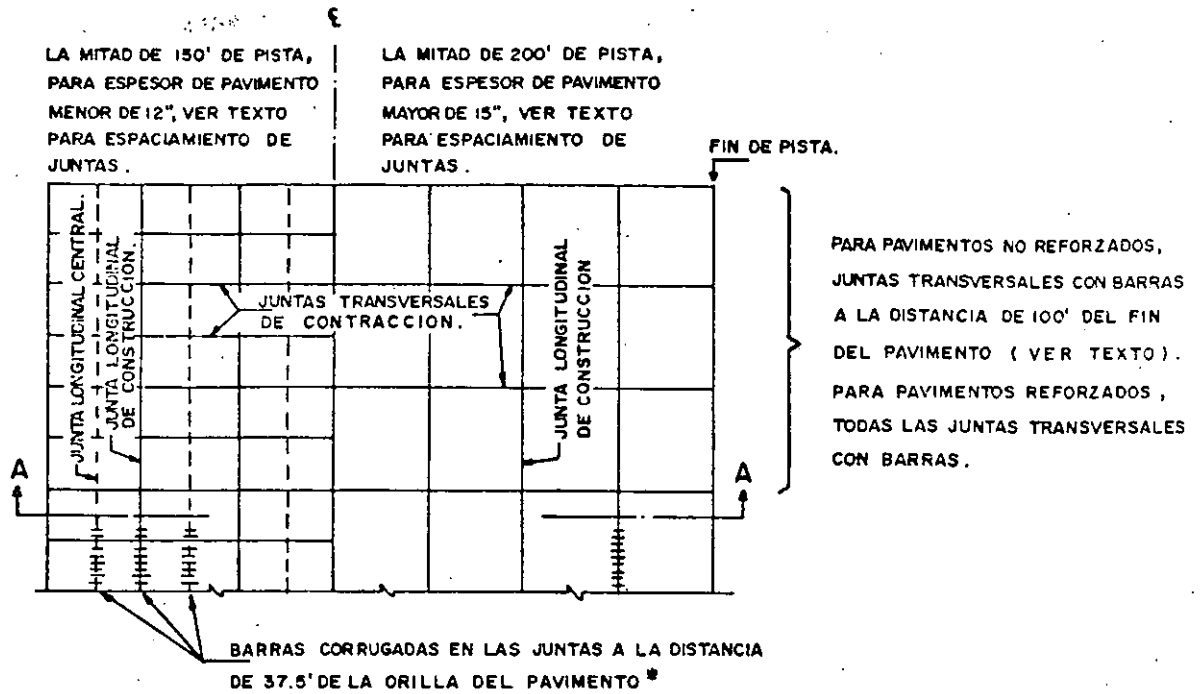
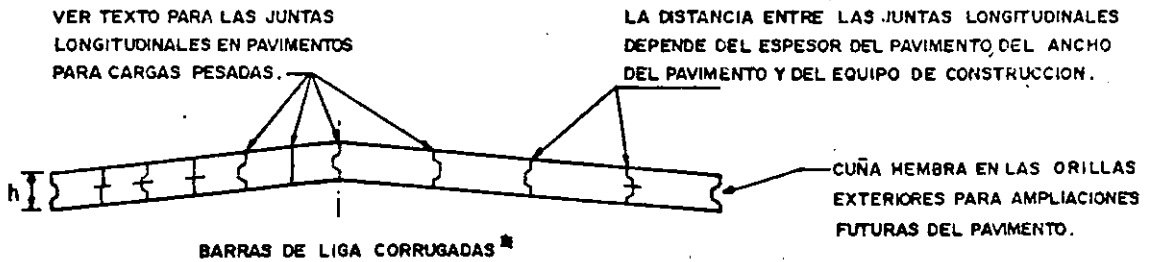


Fig.5-1-6 Juntas de Expansi3n.
(PCA.1973)

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODARTE LAZO



Planta



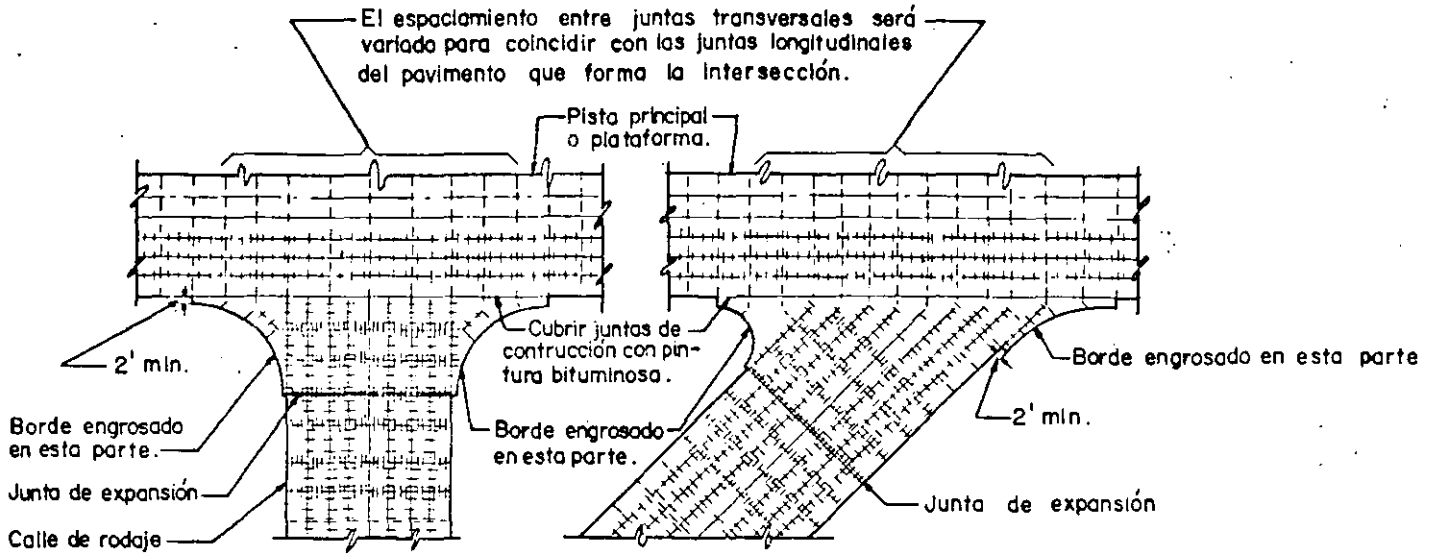
Sección A-A

* En calles de rodaje con 75' ó menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugadas.

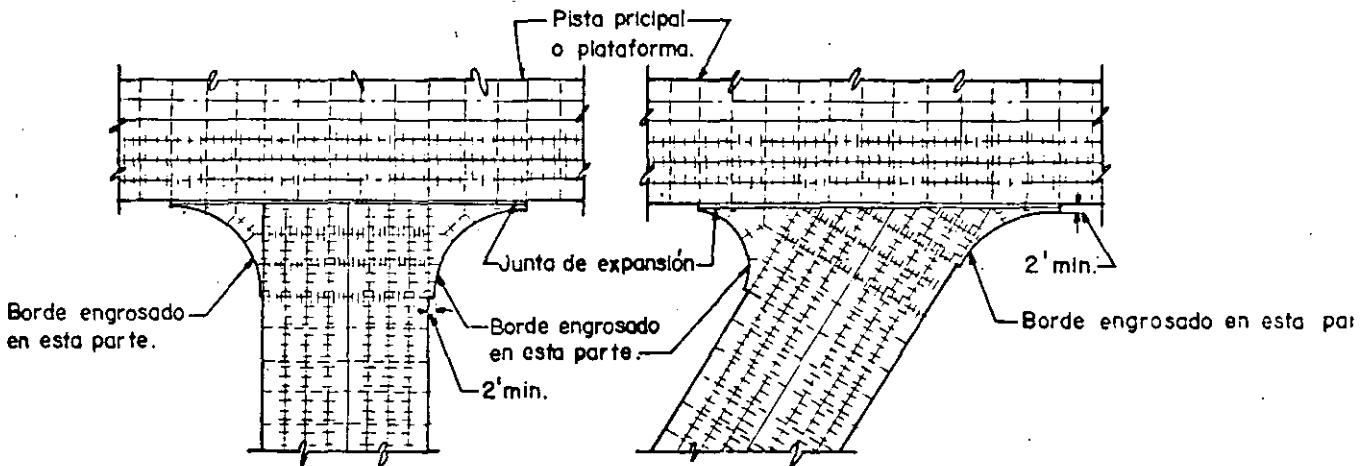
Disposición de juntas para pavimentos de aeropuertos.

(P C A · 1973)

Fig. 5-1.7



Disposición empleando juntas de construcción machihembradas sin barras, en la intersección.



Disposición empleando juntas de expansión con borde engrosado sin barras, en la intersección.

Juntas longitudinales con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados - Juntas transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados - Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA.

- | | | | |
|-------|---|-------|--|
| ————— | JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMRADA. | ----- | JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION.. |
| +++++ | JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMRADA CON BARRAS DE SUJECION. | +++++ | JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS. |
| ----- | JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL. | +++++ | JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS. |
| +++++ | JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION. | ===== | JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION. |

NOTA: Para condiciones que requieran barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

Plantas típicas para juntas en intersecciones de pistas, rodajes y plataformas.

Fig. 5 - 1-8 (PCA.1973)

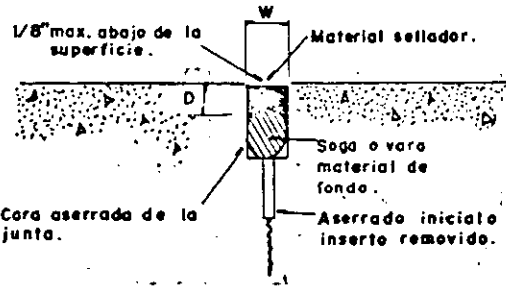
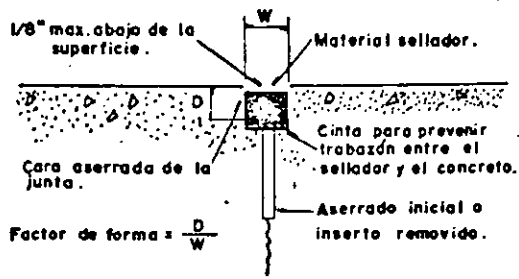


FIG.5-1-9 Receptáculo del material sellador y factor de forma.
(PCA.1973)

Tabla 5-1-1 Ancho de junta y profundidad para sellador líquido.
(PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	ANCHO (Pulg.)	PROFUNDIDAD (Pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 5-1-2 Ancho de junta y ancho de sello para sellador premoldeado.
(PCA-1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Adaptado de AASHO-ARBA (1965).

Tabla 5-1-3 Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM)*
(PCA.1973)

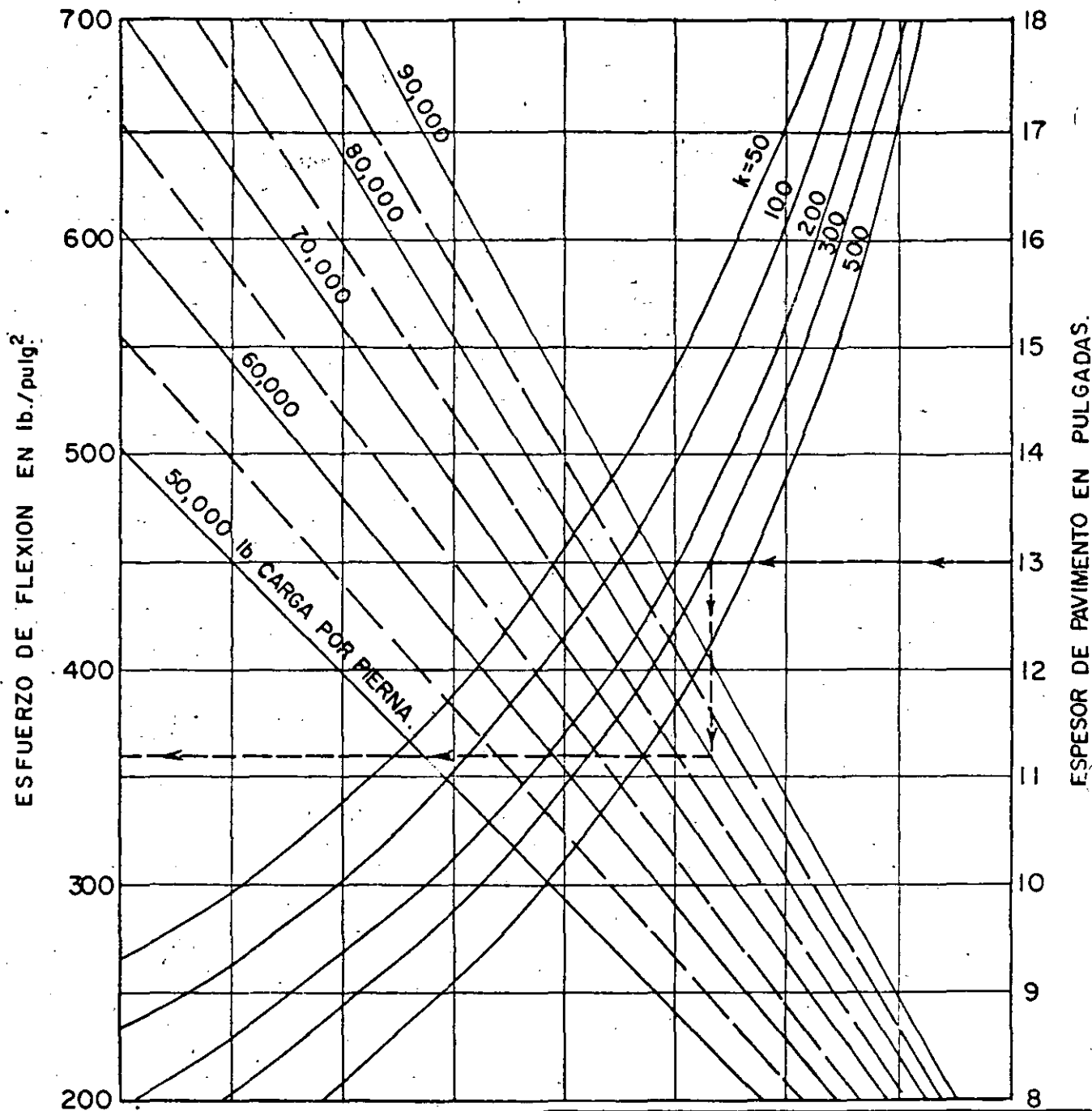
TAMAÑO #	PESO lb./pie	DIMENSIONES NOMINALES-SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg.)	AREA (Pulg. ²)	PERIMETRO (Pulg.)
3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.500	.20	1.571
5	1.043	.625	.31	1.963
6	1.502	.750	.44	2.356
7	2.044	.875	.60	2.749
8	2.670	1.000	.79	3.142
9	3.400	1.128	1.00	3.544
10	4.303	1.270	1.27	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

Tabla 5-1-4 Tamaño y espaciamiento de barras lisas.
(PCA.1973)

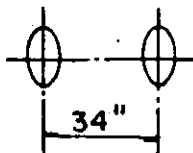
ESPEOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS c a c (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

*Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colocado de las barras.

*Cortesía del Concrete Reinforcing Steel Institute .



AREA DE CONTACTO POR LLANTA=237 pulg.²



BOEING 727
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
 PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
 Fig. 5 - 1 - 13
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS.

f r l

Recomendaciones de la PCA Para espaciamento de juntas.

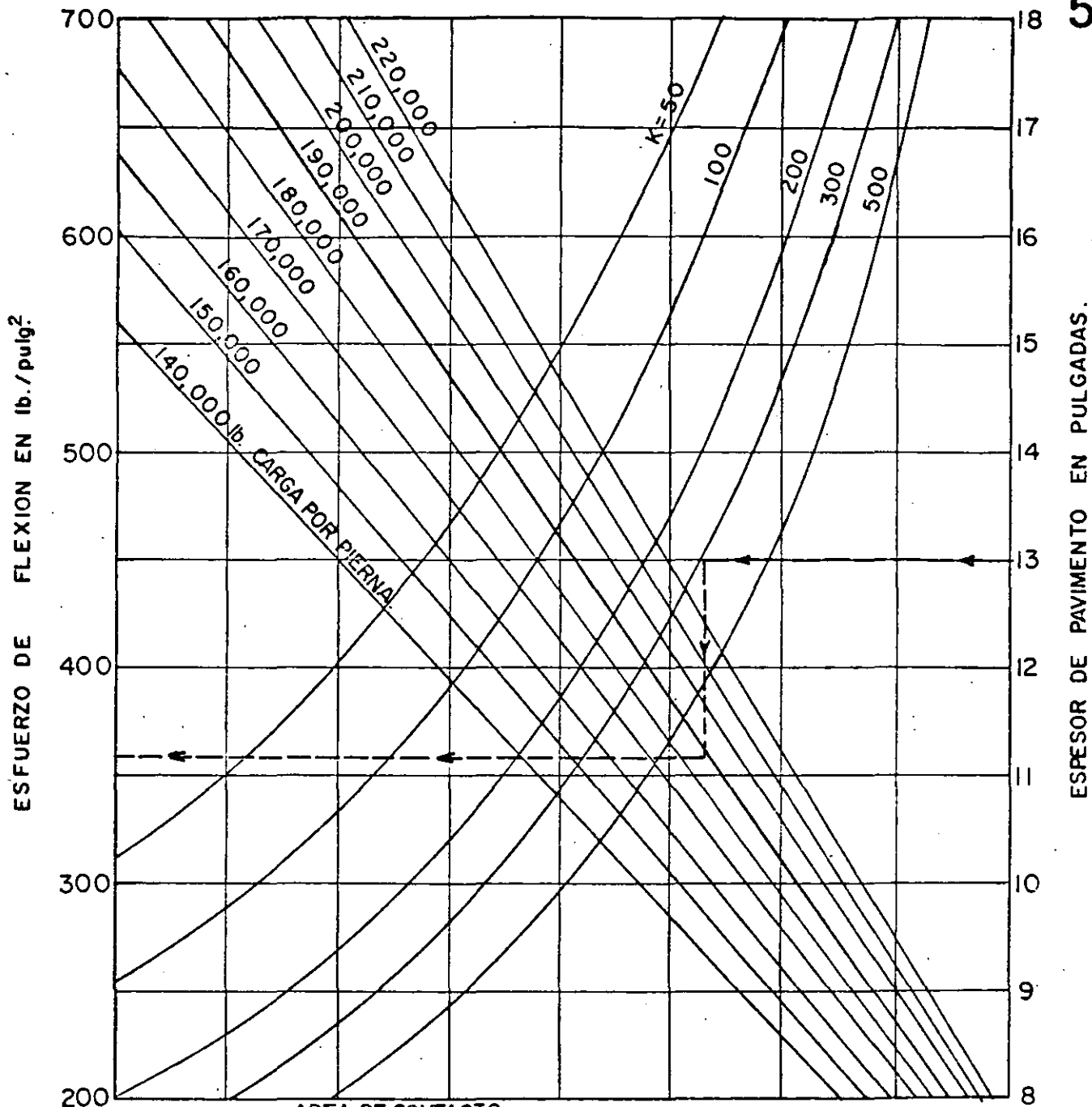
Juntas	Espesor de losa pulg.(cm.)	Tráfico	Espaciamento de juntas
~ Longitudinales	< 12 pulg. (30cm)	—	< 12.5 pies (3.80 m.)
	12 a 15 pulg.(30a38cm.)	canalizado	
	12 a 15 pulg. (30a38cm.)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5pies (3.80m.) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción.
	> 15 pulg. (38cm.)	—	
de contracción	—	—	$\left(\begin{array}{c} \text{separación de} \\ \text{juntas, en pies.} \end{array} \right) \leq 2 \left(\begin{array}{c} \text{espesor de} \\ \text{losa, en pulg.} \end{array} \right)$
de construcción			Cada vez que se interrumpa el colado por más de 30 minutos .

- Se recomienda que las losas sean cuadradas, pues se ha observado que cuando son alargadas, estas se agrietan para formar losas más pequeñas de dimensiones iguales .

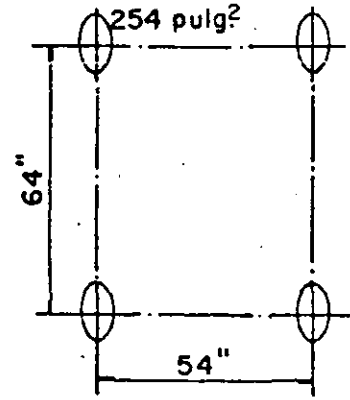
Tabla 5-1-5

5.1-10

128



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA =
254 pulg²



McDONNELL-DOUGLAS DC-10
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
PDILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
Fig. 5-1-11
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

M. EN ING. FRANCISCO FERNANDO RODRIGUEZ LAZO

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland, no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

CAPITULO V

2).- Método de la Administración Federal de Aviación, FAA
(para pavimentos rígidos).-

Las gráficas de diseño de la FAA para pavimentos rígidos, están basadas en los análisis de Westergaard para carga en la orilla, sin embargo dicho análisis fué modificado para simular una orilla con junta. El método anterior de la FAA estaba basado en el análisis de Westergaard pero con carga en el interior de la superficie de la losa, sin embargo los esfuerzos son mayores en la orilla de losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que practicamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas; fué debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 5-2.3 a 5-2.18) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.

Cuando las cargas de los aviones son aplicadas a una orilla de losa con junta, el ángulo de la pierna del tren de aterrizaje en relación con la orilla, tiene influencia en la magnitud -

5.2-2

de los esfuerzos en la losa. Las figs. 5-2.3 y 5-2.4, para tren de ruedas simples y dobles respectivamente, consideran el tren colocado paralelo a la junta, que es cuando se producen los esfuerzos máximos en la losa. Las figs. 5-2.5 a 5-2.11 consideran los trenes en doble tandem — también paralelos a la junta; sin embargo en esa posición no se producen los máximos esfuerzos. Si se localiza el tren en doble tandem formando un ángulo agudo con la junta, se pueden producir los esfuerzos máximos en la losa; para considerar esta situación la FAA ha preparado las gráficas de las figs. 5-2.12 a 5-2.18, las cuales pueden ser utilizadas para diseñar pavimentos en áreas donde los aviones no van a cruzar perpendicularmente las juntas del pavimento y cuando dichos cruces se efectuen a bajas velocidades, como en plataformas de espera, cabeceras de pista, intersecciones de pistas con calles de rodaje, plataformas, etc.

El módulo de reacción "k" de la subrasante se determina por medio de la prueba de placa estática no repetitiva sobre la subrasante. En caso de que no se pueda efectuar la prueba de placa, la FAA recomienda el uso de la tabla 5-2.1 que da valores de "k" en forma aproximada y que — deben ser aplicados con criterio ingenieril. La FAA agrega que "afortunadamente los pavimentos rígidos no son de

masiado sensibles a los valores de "k" y un error en el valor estimado puede no tener un gran impacto en el espesor del pavimento rígido"

La FAA establece que se debe colocar un espesor mínimo de 4 pulg. (10 cm) de sub-base bajo todos los pavimentos rígidos a excepción de los indicados en la tabla 5-2.2.

El incremento probable en el valor de "k" debido a la sub-base se indica en las figs. 5-2.1 y 5-2.2. La FAA indica que dichos valores deben ser considerados sólo como guía y pueden ser ajustados por la experiencia local.

La FAA estipula que es necesario proveer sub-bases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg).

El análisis de tráfico para determinar el avión de diseño y el número de salidas equivalentes anuales, es igual al indicado para pavimentos flexibles, método FAA, en el inciso 3-2.

Las gráficas de las figs. 5-2.3 a 5-2.18 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 5-2.19.

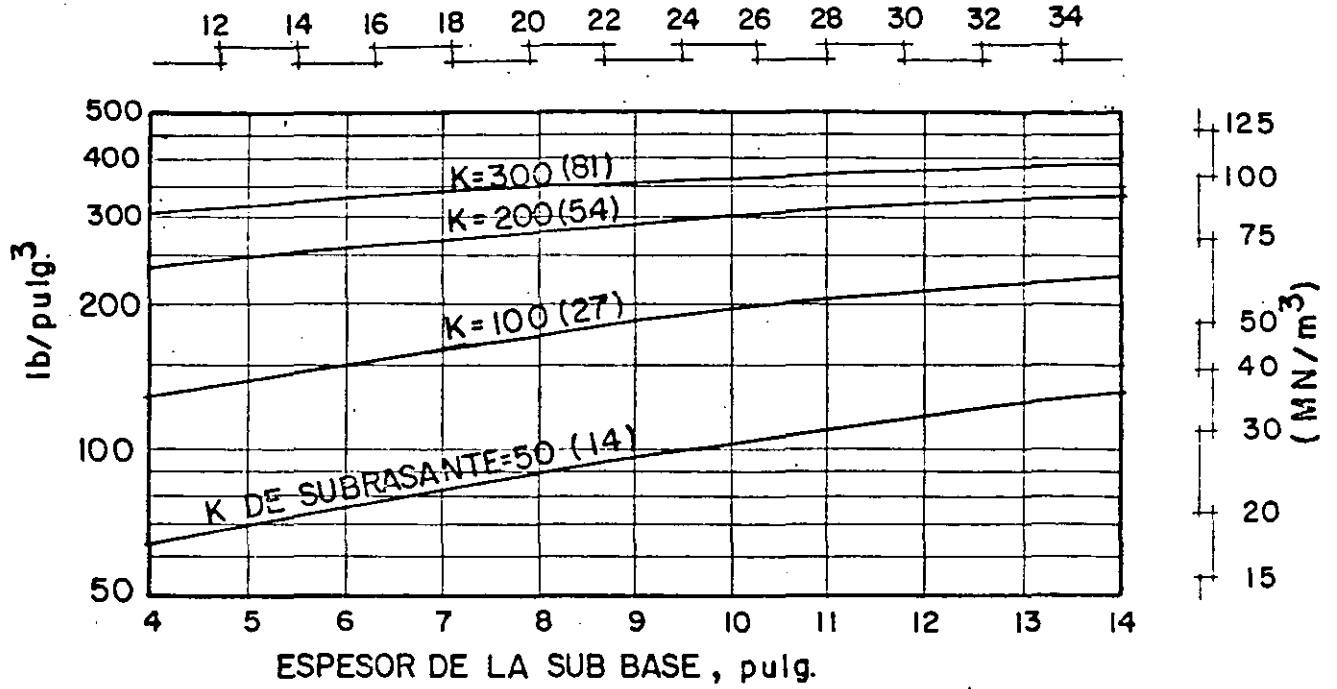
Tabla 5-2.2

Condiciones en que no se requieren sub-bases.

Clasificación del suelo	Buen Drenaje		Mal Drenaje	
	sin Heladas	con Heladas	sin Heladas	con Heladas
GW	X	X	X	X
GP	X	X	X	
GM	X			
GC	X			
SW	X			

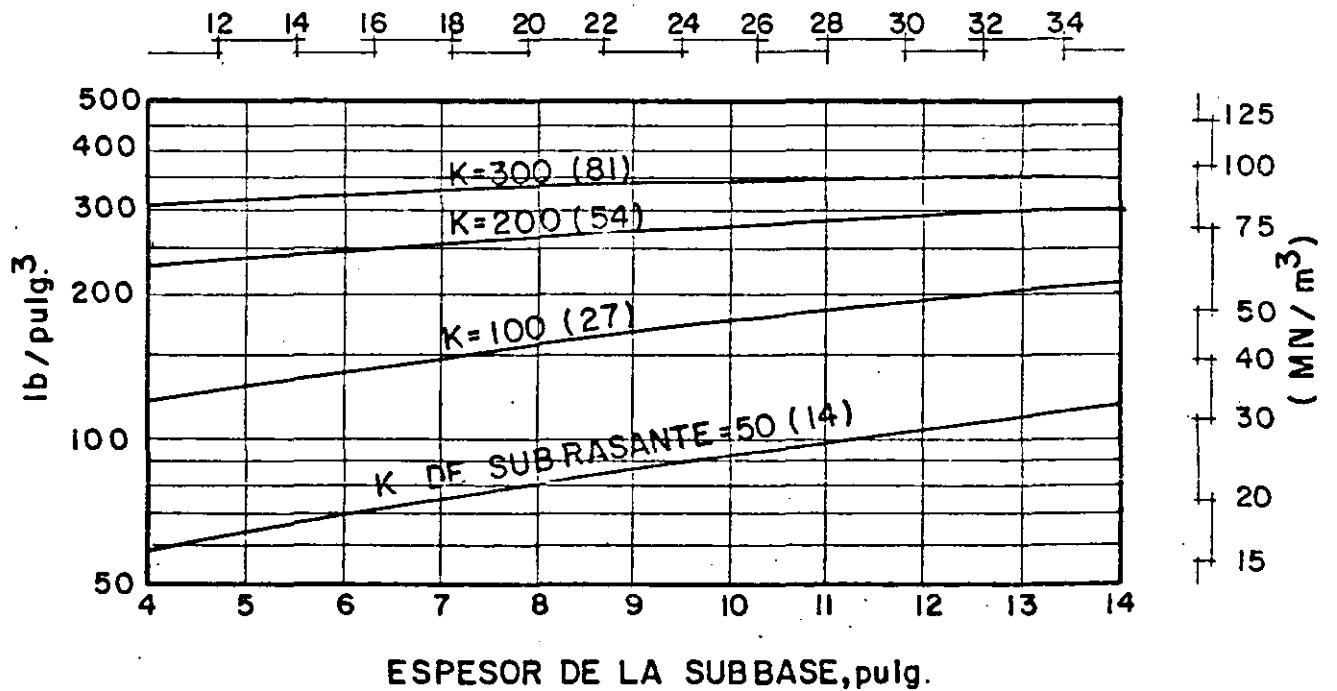
(cm)

MODULO DE REACCION "K" EFECTIVO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE



AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

(C m)



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

Fig. 5-2-1

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

(FAA-1978)

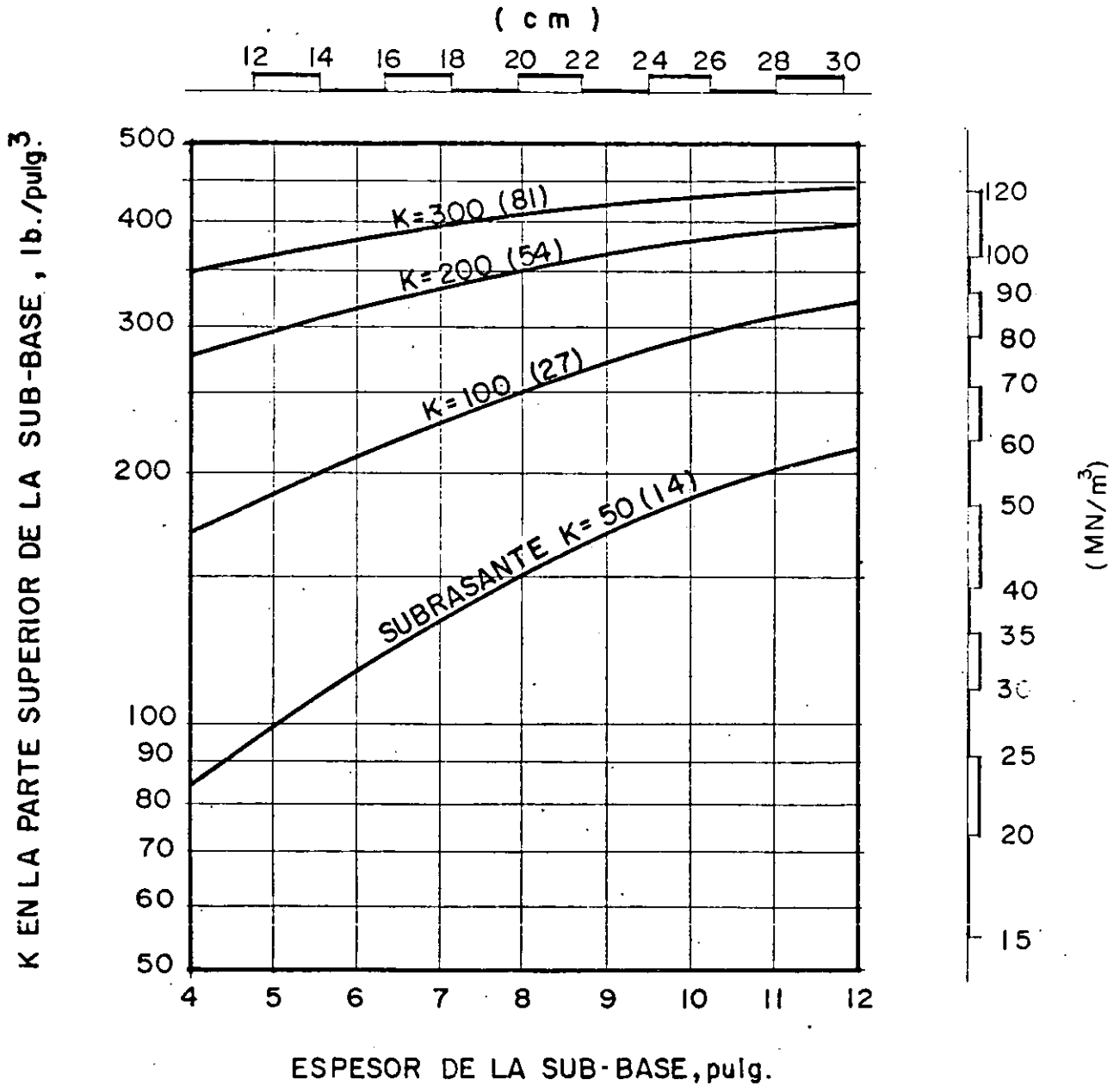
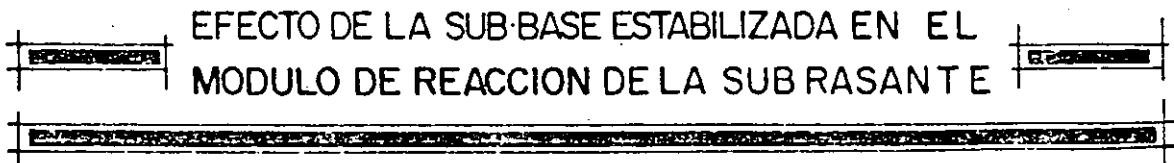
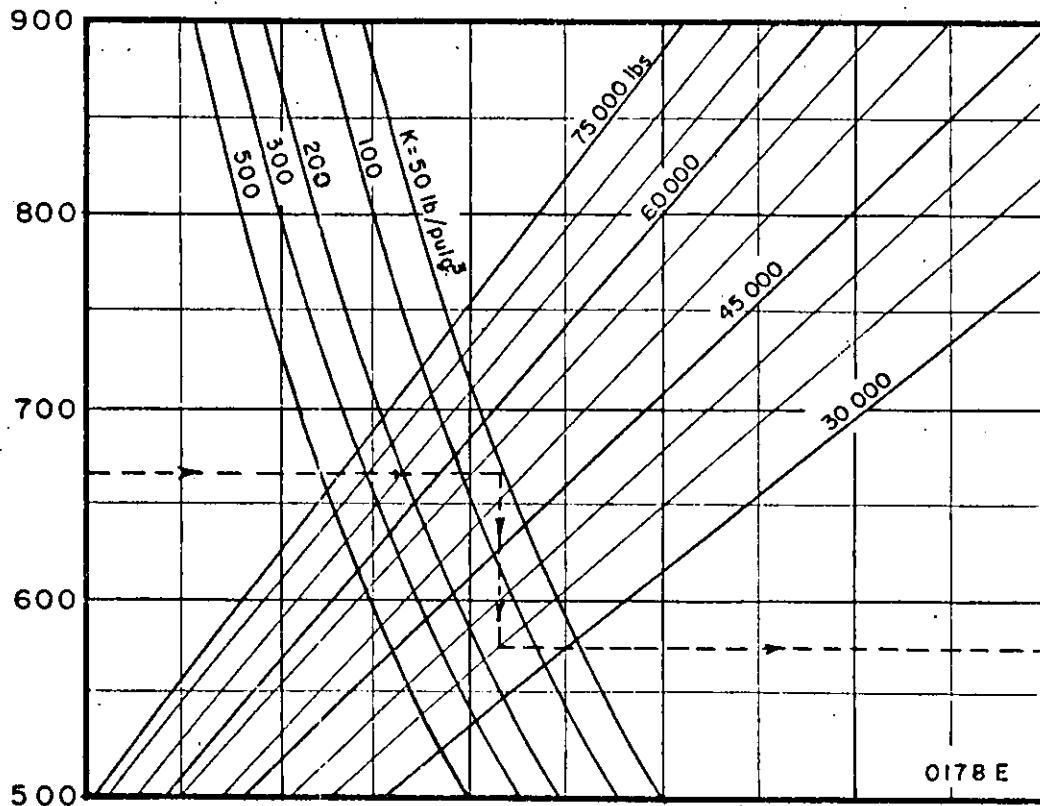


Fig. 5-2.2

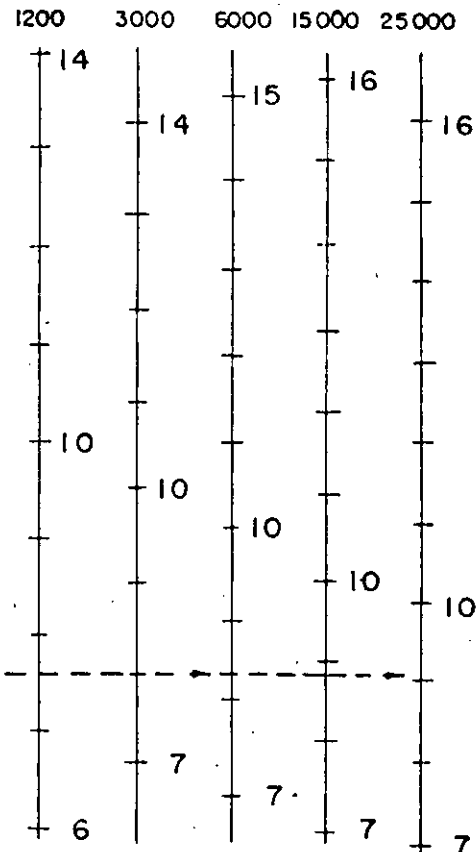


(FAA-1978)

ESFUERZO A LA FLEXION DEL CONCRETO, lb/pulg.²



SALIDAS/AÑO



ESPESOR DE LOSA, pulg.

NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm

1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²

1 lb = 0.454 kg.

1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-2-3

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDA SIMPLE

(FAA-1978)

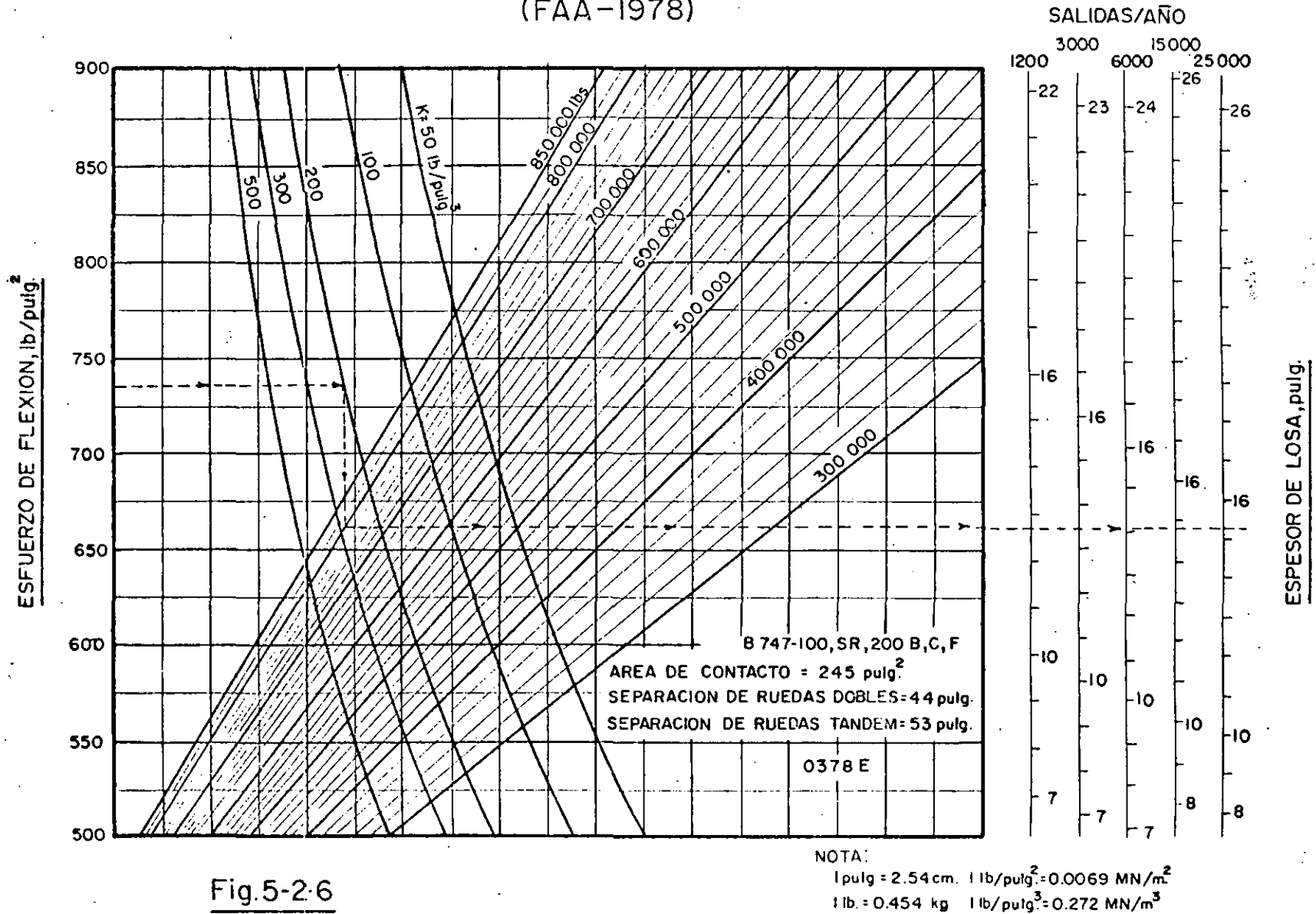


Fig.5-2-6

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA-1978)

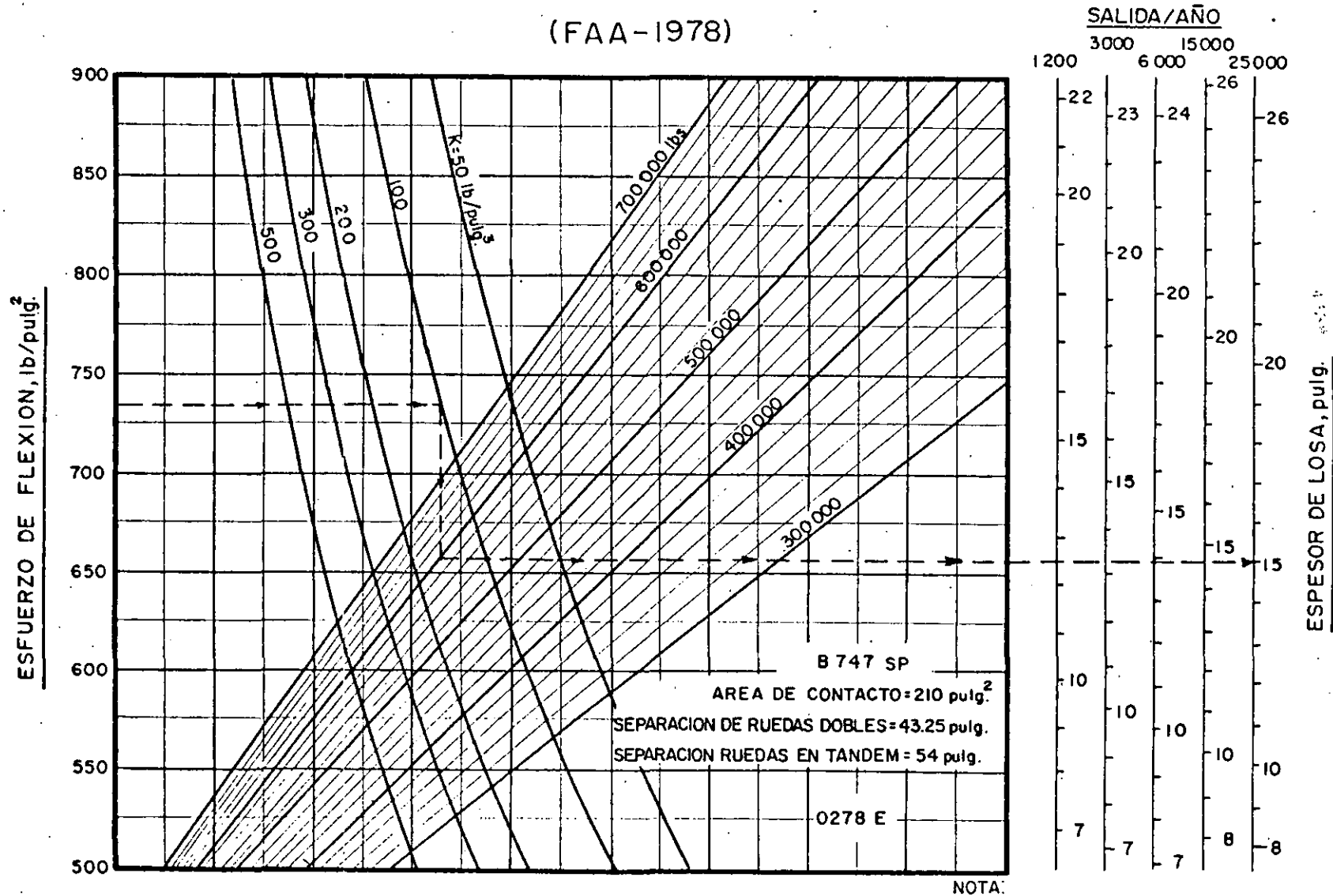


Fig. 5-2-7

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-AVION B-747-SP

(FAA-1978)

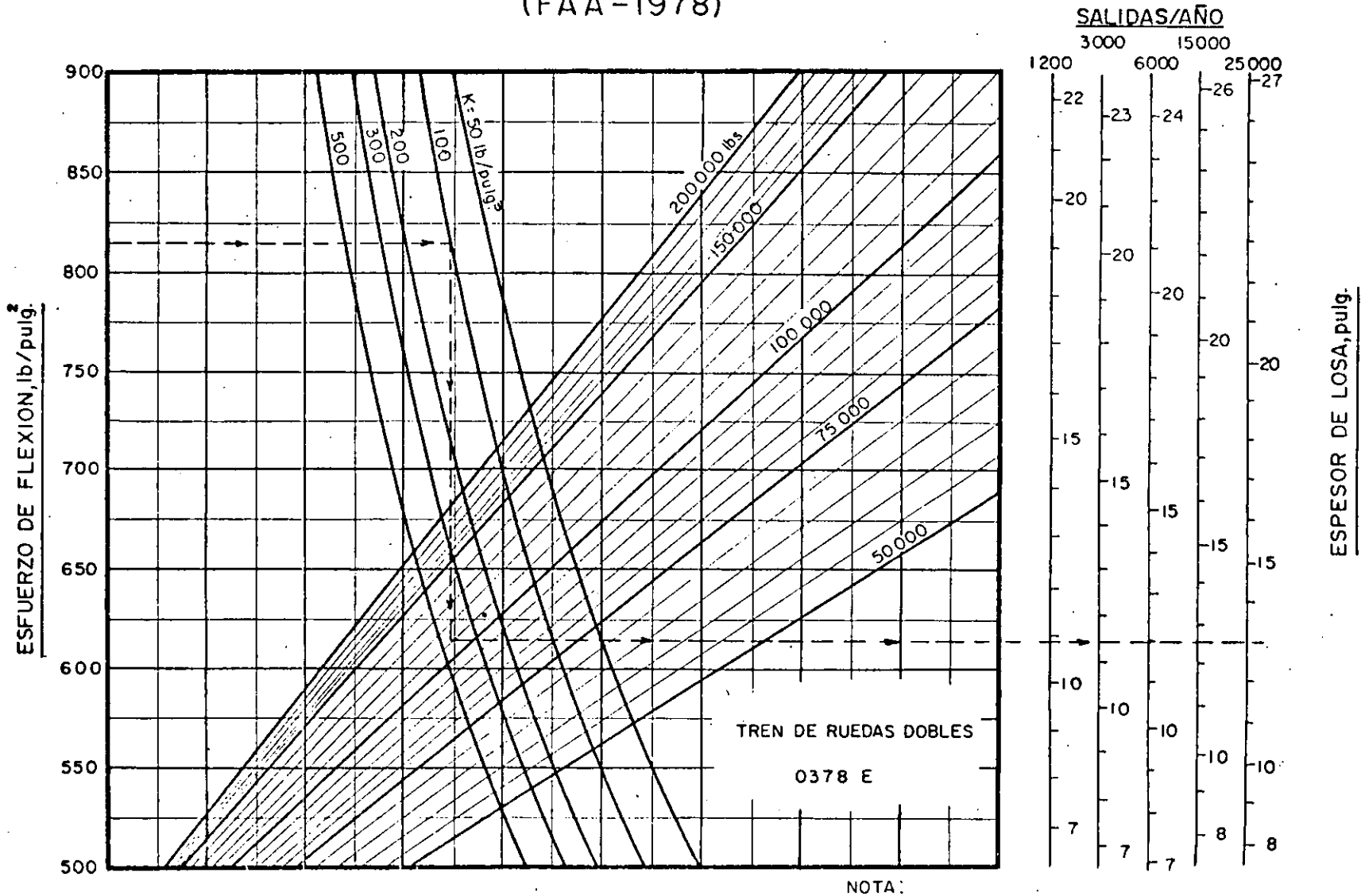
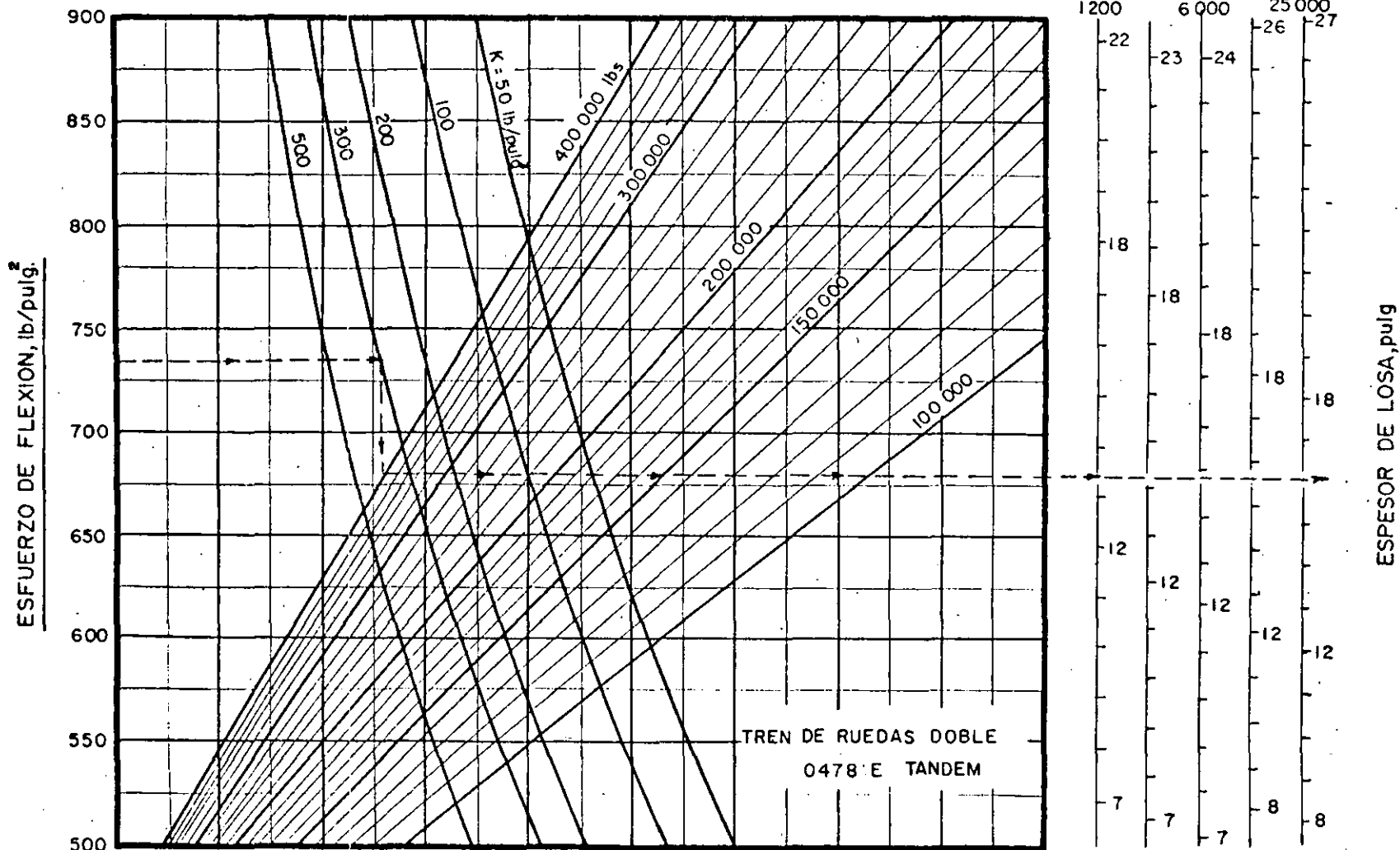


Fig.5-2-4

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

Fig.5-2.5

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDAS DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

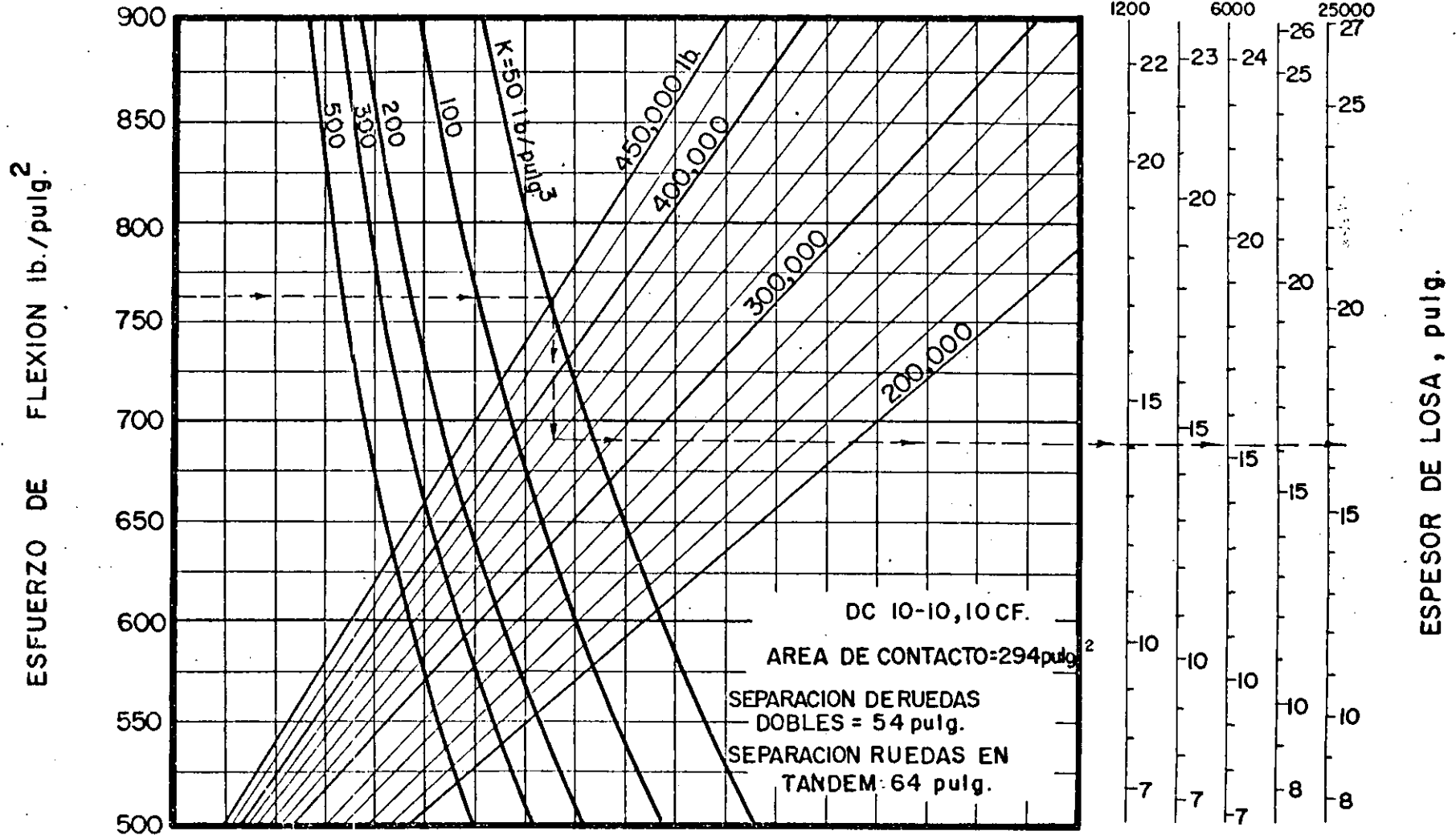


Fig. 5-2-8

NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm. 1 lb./pulg.² = 0.0069 MN/m²

1 lb. = 0.454 Kg. 1 lb./pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-10, 10CF.

(FAA-1978)

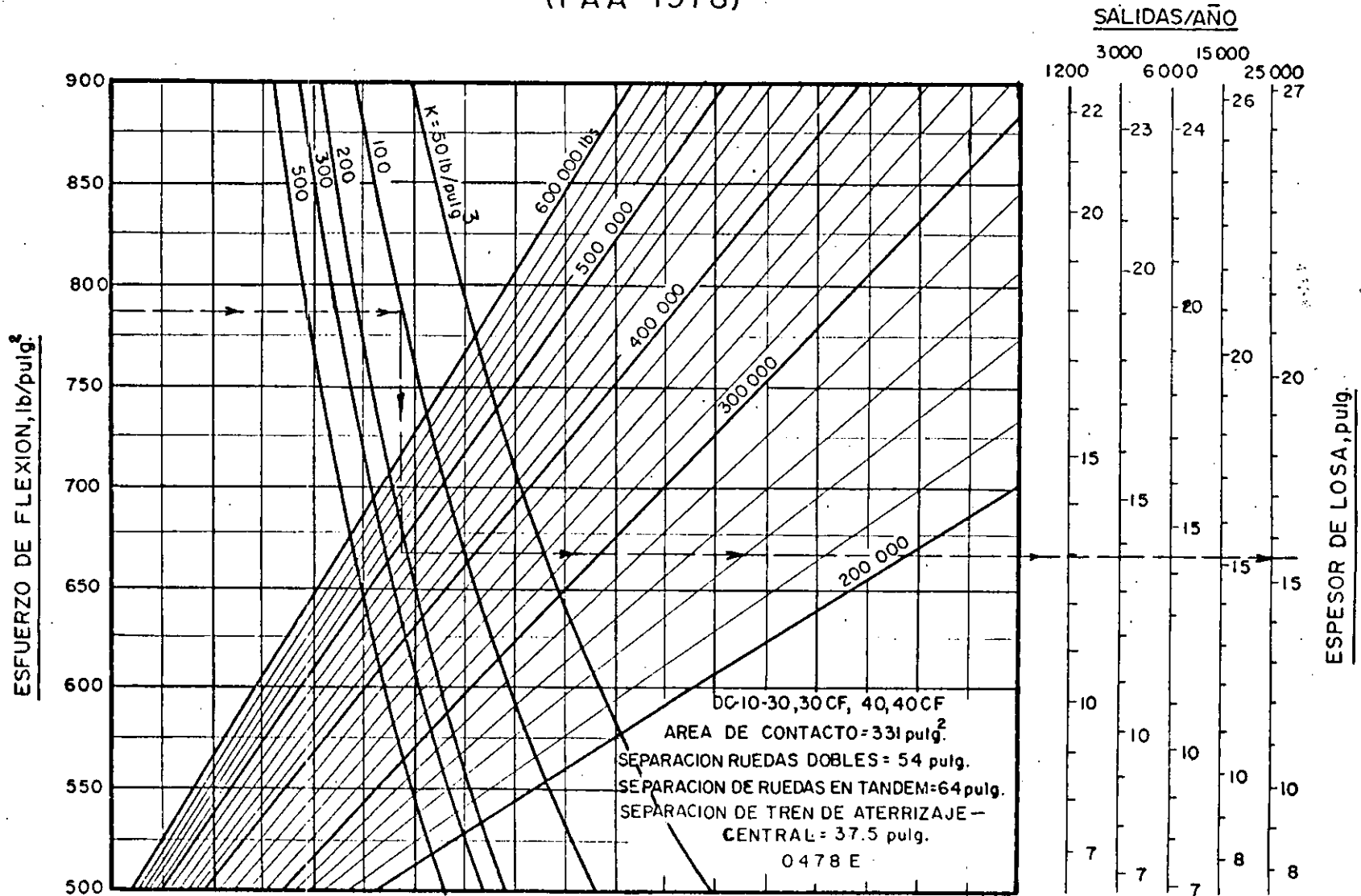


Fig. 5-2-9

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-DC-10-30, 30CF,
40, 40CF

(FAA-1978)

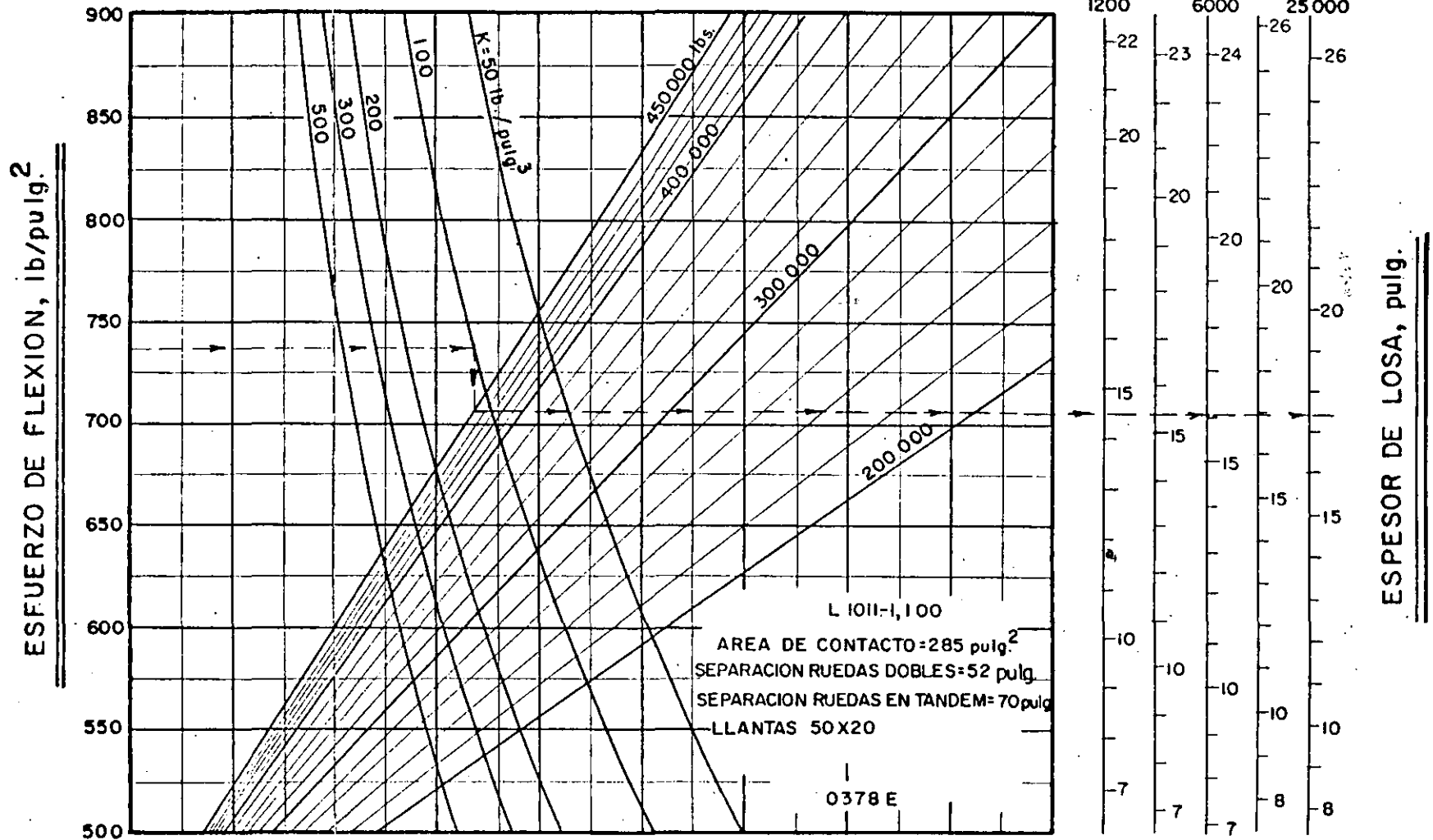


Fig. 5-210

NOTA:

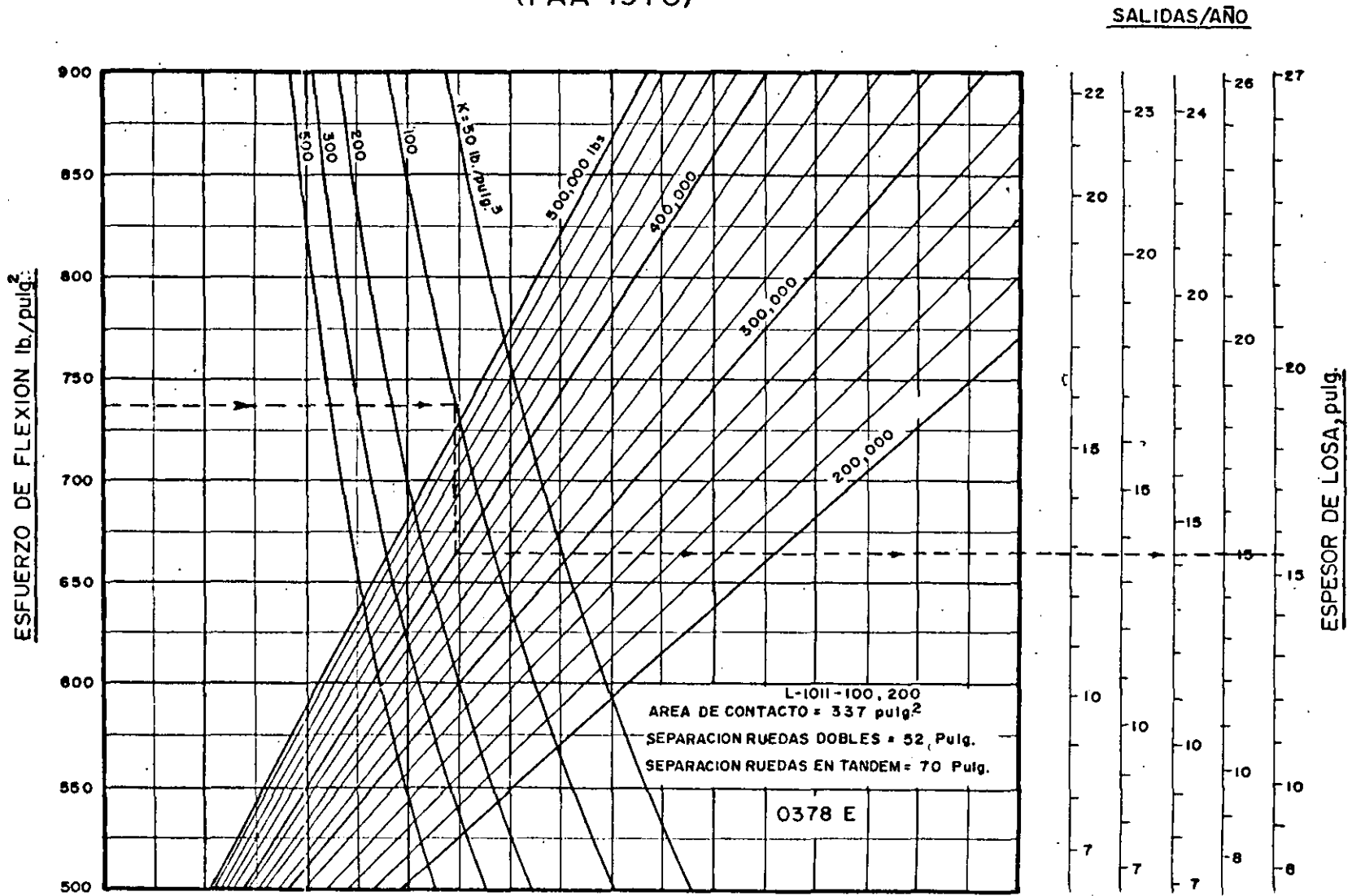
1 pulg = 2.54cm
1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 Kg
1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVION L 1011-1,100

5.2-13

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm. 1 lb./pulg.² = 0.0069 MN/m.²
1 lb. = 0.454 kg. 1 lb./pulg.³ = 0.272 MN/m.³

Fig. 5-2-11

CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO

AVION L-1011-100,200

(FAA-1978)

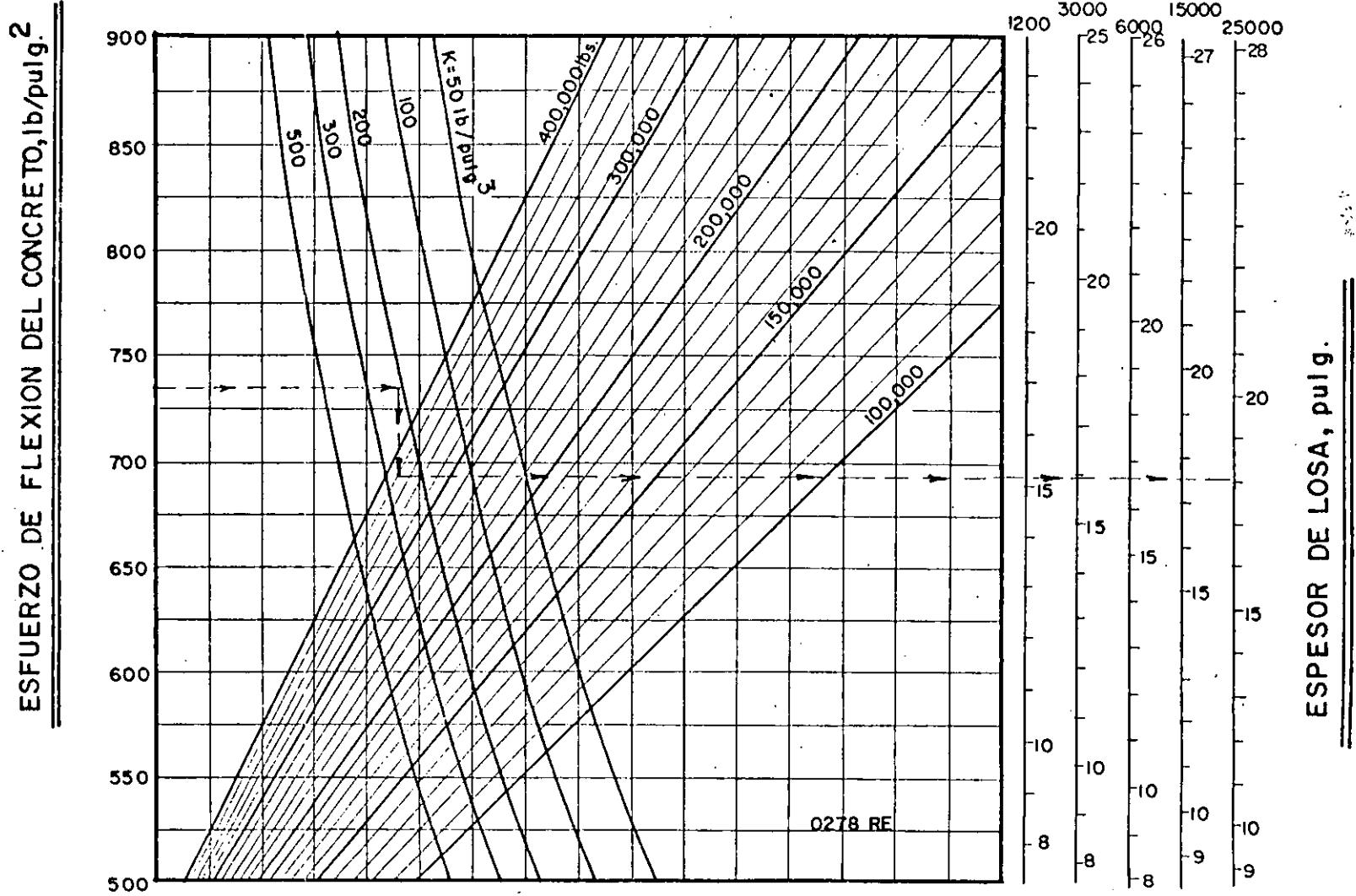


Fig. 5-2.12

NOTA:
pulg = 2.54 cm. lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
lb = 0.454 Kg. lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE
DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

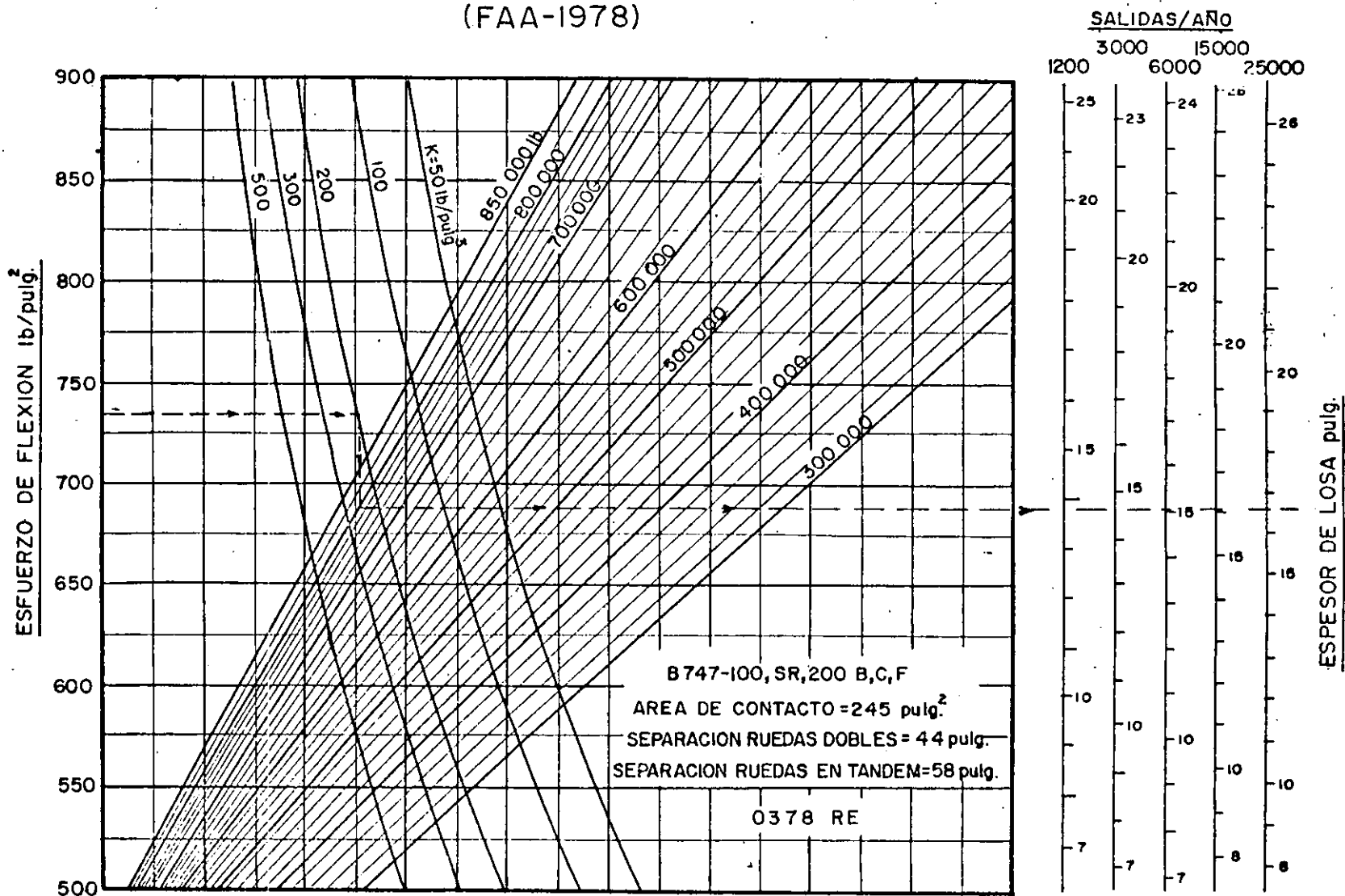


Fig.5-2-13

NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb. = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

5.2-16

(FAA-1978)

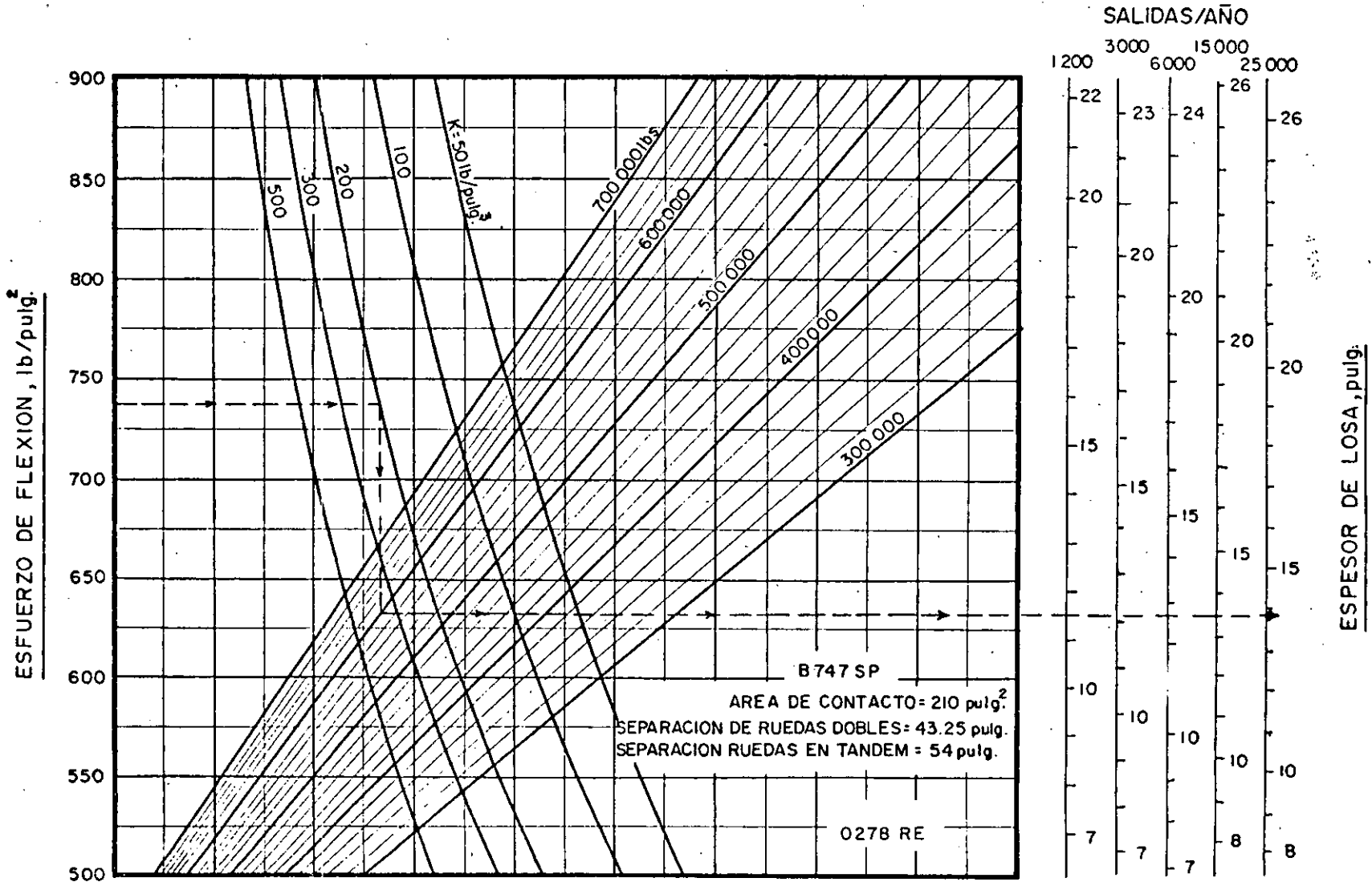


Fig. 5-2-14

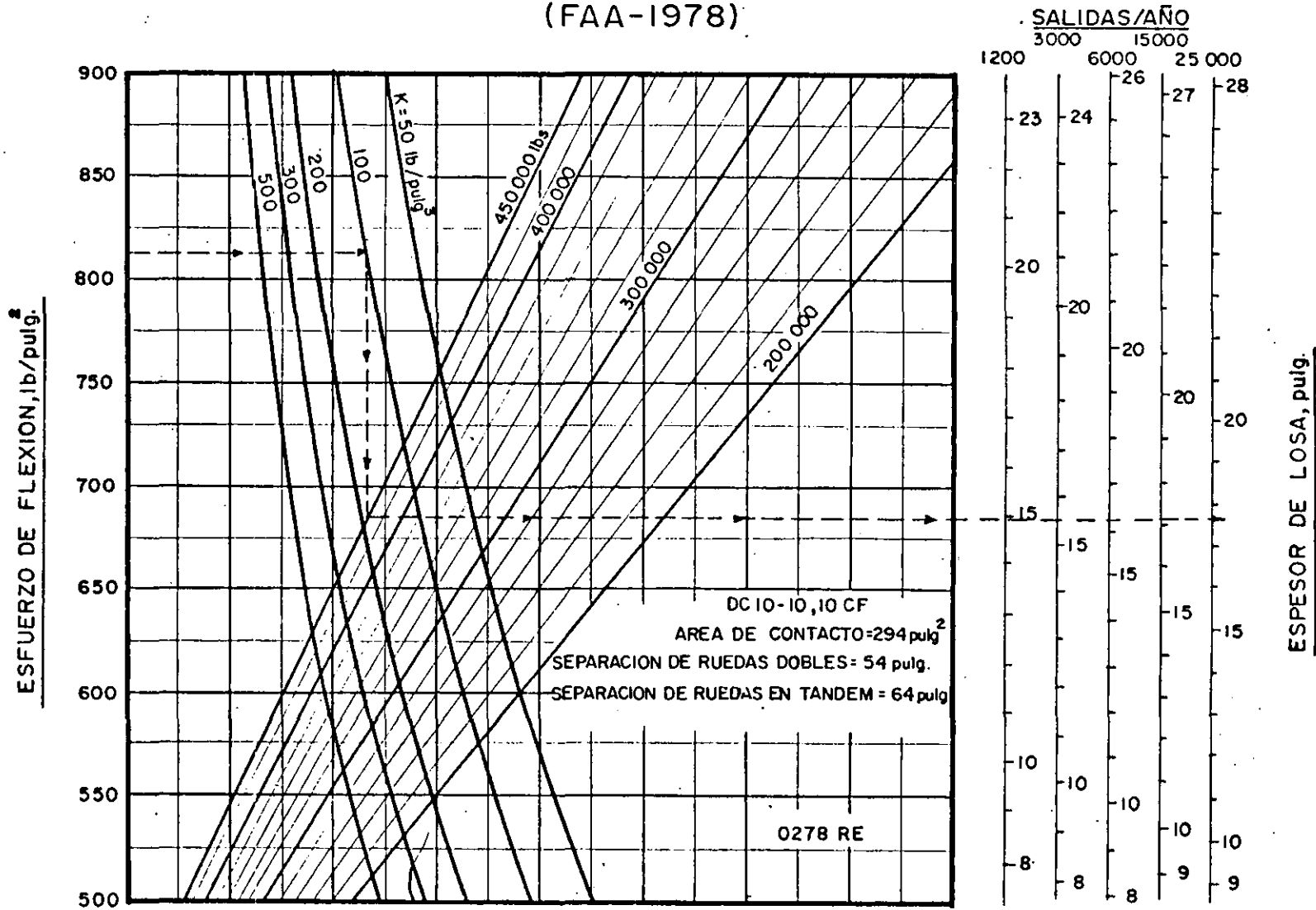
NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
AVION B-747 SP

5.2-17

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg = 2,54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-215

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

DC-10-10, 10 CF

5.2-18

(FAA-1978)

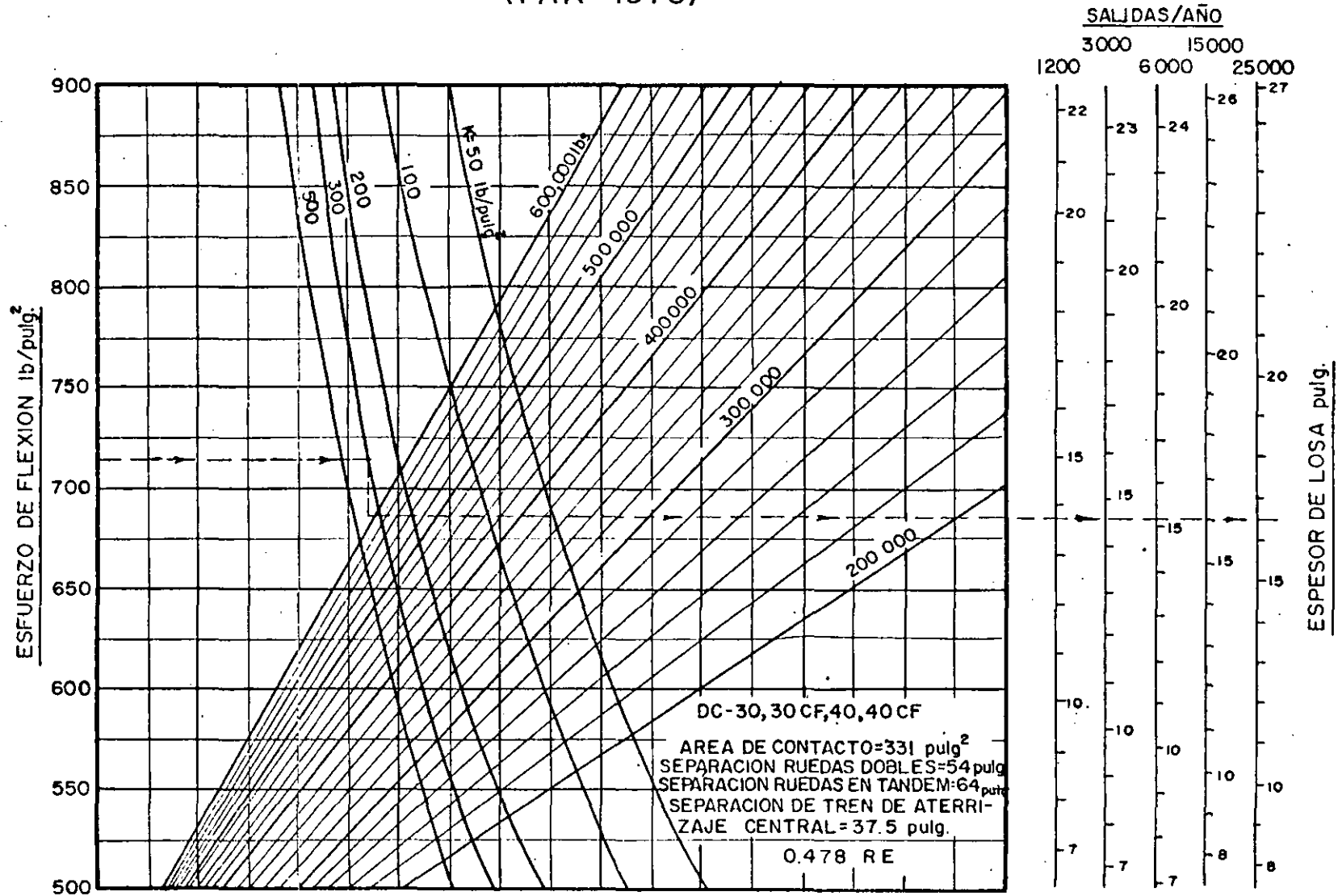


Fig.5-2-16

NOTA:

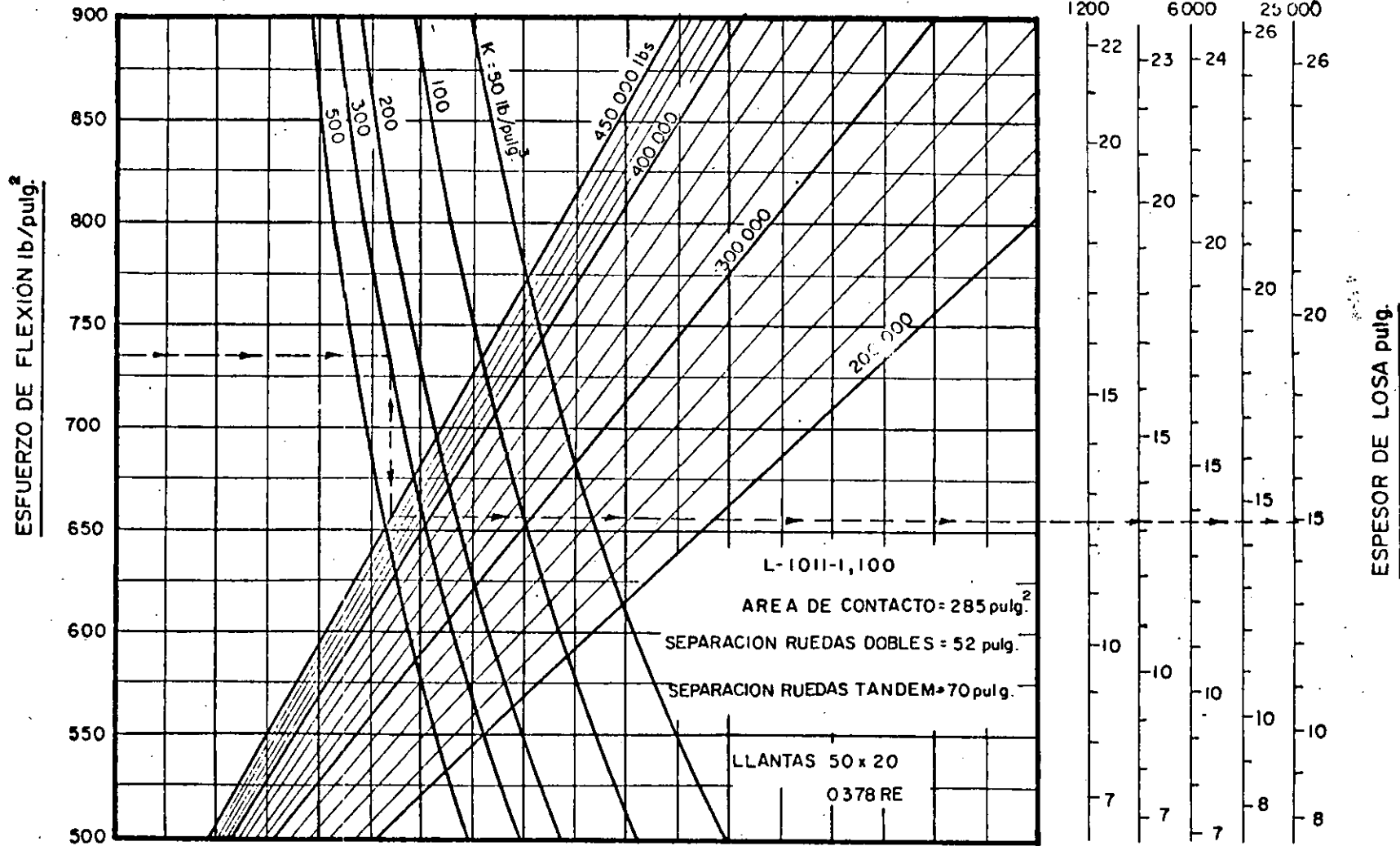
1 lb. = 0.454 kg. 1 lb./pulg.^2 = 0.272 MN/m^2
1 pulg. = 2.54 cm 1 lb./pulg.^3 = 0.0069 MN/m^3

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO

AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40, 40 CF

(FAA-1978)

SALIDAS / AÑO



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg.² = 0.0069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg.³ = 0.272 MN/m³

Fig. 5-2-17

CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO
 L-1011-1,100

(FAA-1978)

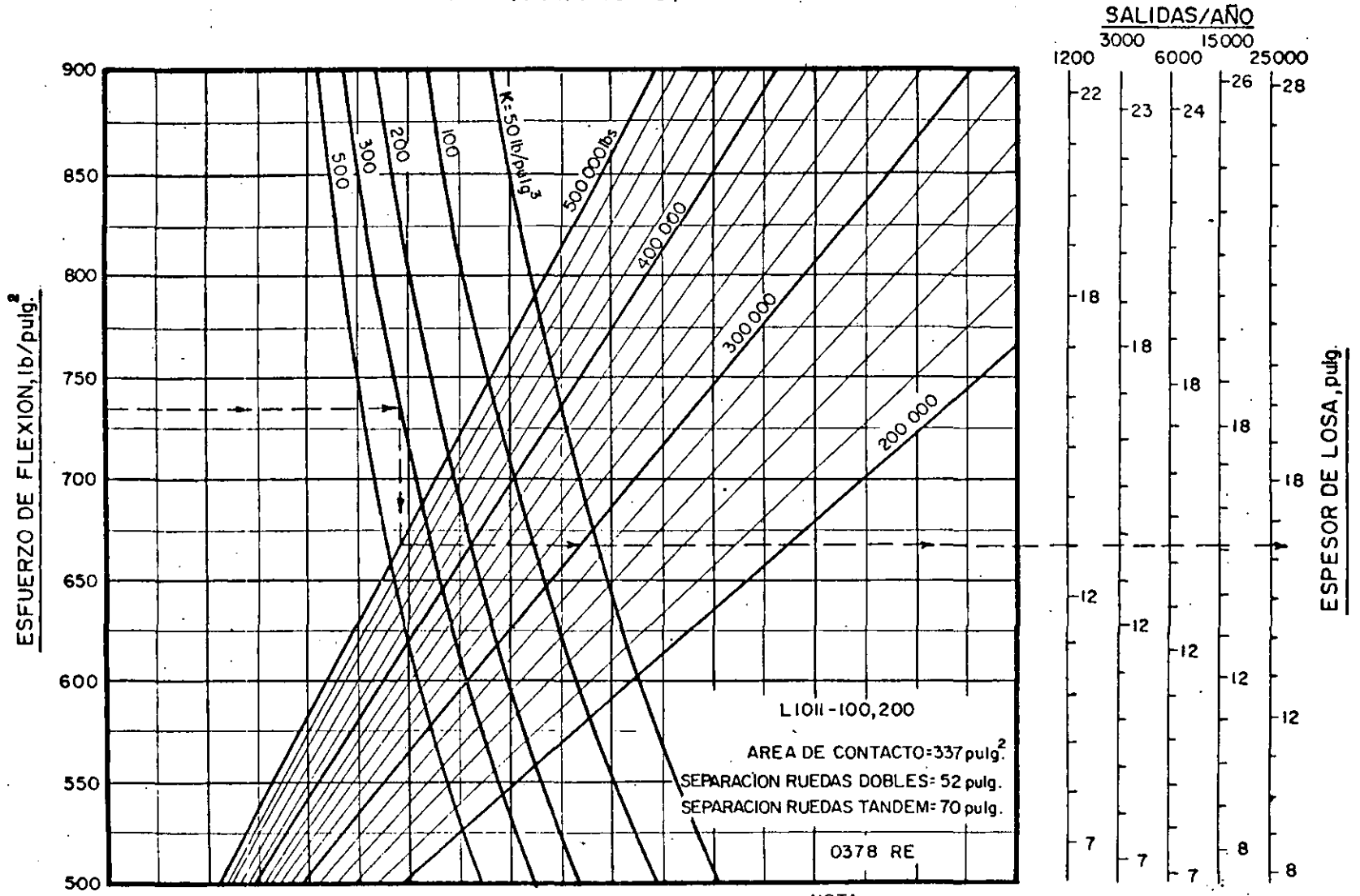


Fig.5-2-18

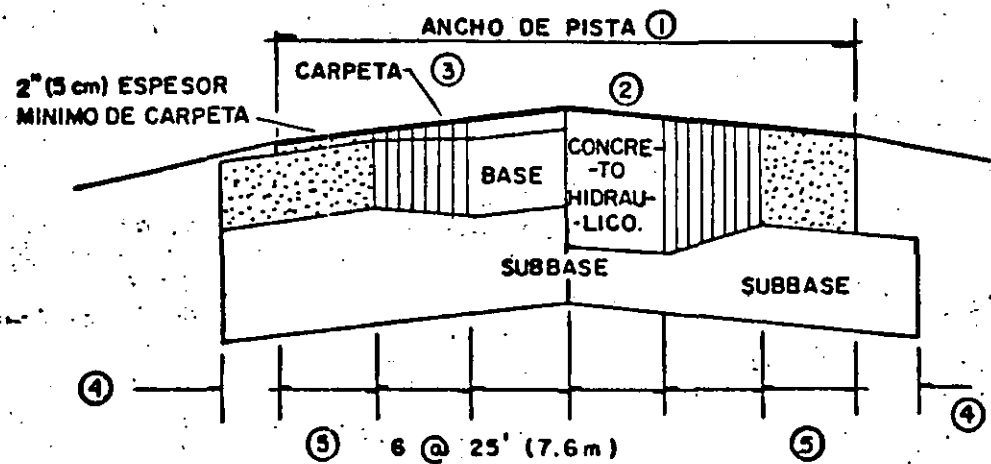
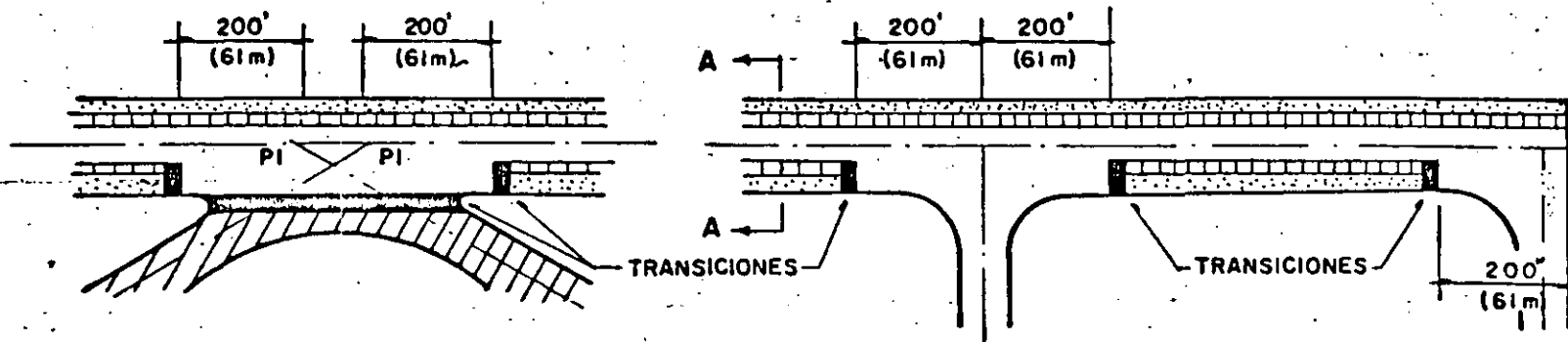
CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO -L-1011-100,200

NOTA:





1 pulg.=2.54 cm 1 lb/pulg.²=0.0069 MN/m²

1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg.³=0.272 MN/m³

(FA A - 1978)



SIMBOLOGIA

-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = T → 0.7T
-  ESPESOR = 0.9T
-  ESPESOR = 0.7T

NOTAS

- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA.

Fig. 5-2-19

PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS

5.2-22

153

CARACTERÍSTICAS REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Clasificaciones principales	Letras	Nombre	Valor como cimentación, cuando no está sujeta a la acción de las heladas (5)	Valor como base directamente abajo de la carpeta (6)	Acción potencial de las heladas (7)	Compresibilidad y expansión (8)	Características de drenaje (9)	Equipo de compactación (10)	Peso unitario seco lb/pte ³ (11)	CBR en Campo (12)	Módulo de subrasa t lb/pulg ² (13)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Suelos granulares gruesos	GW	Grava o grava arenosa bien graduada	Excelente	Bueno	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático, rodillo metálico	125 - 140	60 - 80	300 o más	
	GP	Grava o grava arenosa pobremente graduada	Bueno a excelente	Pobre a regular	Ninguna a muy ligera	Casi Ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico	120 - 130	35 - 60	300 o más	
	GU	Grava o grava arenosa uniformemente graduada	Bueno	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumático	115 - 125	25 - 50	300 o más	
	GM	Grava limosa o grava limo arenosa	Bueno a excelente	Regular a bueno	Ligera a mediana	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	130 - 145	40 - 80	300 o más	
	GC	Grava arcillosa o grava arcillo-arenosa	Bueno	Pobre	Ligera a mediana	Ligera	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	120 - 140	20 - 40	200 - 300	
Arena y suelos con arena	SW	Arena o arena con grava bien graduada	Bueno	Pobre	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	110 - 130	20 - 40	200 - 300	
	SP	Arena o arena con grava pobremente graduada	Regular a bueno	Pobre a no adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	105 - 120	15 - 25	200 - 300	
	SU	Arena o arena con grava uniformemente graduada	Regular a bueno	No adecuado	Ninguna a muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas equipo de compactación con neumático	100 - 115	10 - 20	200 - 300	
	SM	Arena arcillosa o arena gravo-limosa	Bueno	Pobre	Ligera a alta	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	120 - 135	20 - 40	200 - 300	
	SC	Arena arcillosa o arena grava arcillosa	Regular a bueno	No adecuado	Ligera a alta	Ligera a mediana	Pobre a prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	105 - 130	10 - 20	200 - 300	
Baja compresibilidad LL < 50	ML	Limos, limos arcillosos, limos con grava o suelos de diatomeas	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Ligera a mediana	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra, control de humedad	100 - 125	5 - 15	100 - 200	
	CL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava	Regular a pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	100 - 125	5 - 15	100 - 200	
	OL	Limos orgánicos, arcillas orgánicas pobres	Pobre	no adecuado	Mediana a alta	Mediana a alta	Pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	90 - 105	4 - 8	100 - 200	
Alta compresibilidad LL > 50	MH	Arcillas con mica o suelos de diatomeas	Pobre	no adecuado	Mediana a muy alta	Alta	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	80 - 100	4 - 8	100 - 200	
	CH	Arcillas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	90 - 110	3 - 5	50 - 100	
	OH	Arcillas orgánicas gruesas	Pobre a muy pobre	no adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumático, rodillo para de cabra	80 - 105	3 - 5	50 - 100	
Turbas y otros suelos orgánicos	PT	Turba humus y otros	no adecuado	no adecuado	Ligera	Muy alta	Regular a pobre	Compactación no práctica.				

Tabla 5 - 2.1
(FAA - 1978)

3).- Método del Reino Unido. -

El método de evaluación y diseño de pavimentos, LCN (Número de Clasificación de Carga: Load Classification Number), fué desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

El método es aplicable tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. En este método la capacidad soporte de un pavimento está expresada en términos de un número conocido como LCN, que depende de la geometría de la pierna del avión, de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente el Reino Unido simplificó el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado método LCG (Grupo de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

El método LCN partió de la necesidad de clasificar la capacidad de los pavimentos de los aeródromos para recibir a las aeronaves. Durante e inmediatamente después de la Segunda Guerra -

Mundial, en el Reino Unido se acostumbraba clasificar los pavimentos de los aeródromos como adecuados para ciertas categorías de aviones definidas en términos muy generales tales como "Caza", "bombardero pesado" o "bombardero muy pesado". Este sistema pronto quedó obsoleto debido al incremento continuo en los pesos de los nuevos aviones y a la complicación que introdujeron los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples y las diferencias en las presiones de los neumáticos. Era pues necesario encontrar un sistema sencillo que permitiera comparar fácilmente las características de carga de una aeronave con una capacidad de carga de un pavimento.

En consecuencia se llevaron a cabo numerosos ensayos de carga en pavimentos rígidos y flexibles existentes y que tenían diferentes espesores y estaban construidos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para producir la falla de un pavimento y el área de contacto de la carga.

En cada aeródromo se llevó a cabo una serie de ensayos usando placas de diferentes diámetros y haciendo varias pruebas con cada dimensión de placa, a fin de obtener una carga media de rotura para cada una de las dimensiones. En los pavimentos rígidos, los ensayos se efectuaron aplicando la carga en el centro y en la esquina de la losa. Para los pavimentos flexibles -

se consideró como carga de rotura la que producía una deformación de 2.54 mm.

La fig. 5-3.1 muestra tres curvas típicas de carga de rotura/área de contacto obtenidas de los ensayos (curvas 2, 4 y 6). La curva obtenida para un determinado pavimento permite determinar qué aeronave lo puede utilizar sin sobrecargarlo, para lo cual sólo se requiere señalar en la gráfica el punto correspondiente a la carga de rueda de la aeronave con su área de contacto. Si el punto queda por debajo de la curva, el pavimento no se sobrecargará; si queda por encima de la curva, se producirá sobrecarga.

A fin de obtener una relación mas general, en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 se volvieron a trazar las curvas " carga de rotura/área de contacto " obtenidas de un gran número de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura obtenida con cada dimensión de placa, como un porcentaje de la carga de rotura al utilizar una placa de 66 cm (26 pulg) de diámetro ($3,419 \text{ cm}^2 = 530 \text{ pulg}^2$). Se eligió esa área de contacto porque en aquel momento representaba la de las aeronaves pesadas en uso.

Se puede observar en las figs. 5-3.2 y 5-3.3 que dentro de los límites de 1,300 y 4,500 cm^2 de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

El siguiente paso se muestra en la fig. 5-3.4 en la que se obtu

vieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación es:

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de 1,300 y 4,500 cm² de área de contacto.

Una vez demostrado que existía una relación general entre la carga de rotura de un pavimento y el área de contacto sobre la cual se aplica, y a fin de idear un sistema mediante el cual pudiera expresarse con una sola cifra la capacidad de un pavimento para soportar el peso de una aeronave, se introdujo el concepto de una "curva típica" de clasificación por cargas. Esta curva, que se muestra en la fig. 5.3.5 es completamente arbitraria y se obtuvo uniendo una serie de puntos en una gráfica "Carga-área de contacto". Los puntos elegidos de manera que diesen una curva suave, se indican en la tabla 5-3.1. Se eligieron estas cifras por ser representativas de las cargas de rueda y áreas de contacto de las aeronaves que estaban en servicio en la época en que se ideó el sistema LCN.

El siguiente paso consistió en combinar la curva típica de clasifi.

ción por cargas y la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

para obtener el diagrama de la fig. 5-3.6 el cual se trazó de la siguiente manera:

1-) Se trazaron las líneas (diagonales) correspondientes al área de contacto del neumático, a partir de la relación:

$$\text{Area de contacto} = \frac{\text{carga}}{\text{presión de neumático.}}$$

2-) Un punto de cada curva LCN proviene directamente de la curva típica de clasificación por cargas (fig. 5-3.5).

3-) Los demás puntos de cada curva LCN se calcularon de acuerdo con la relación

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

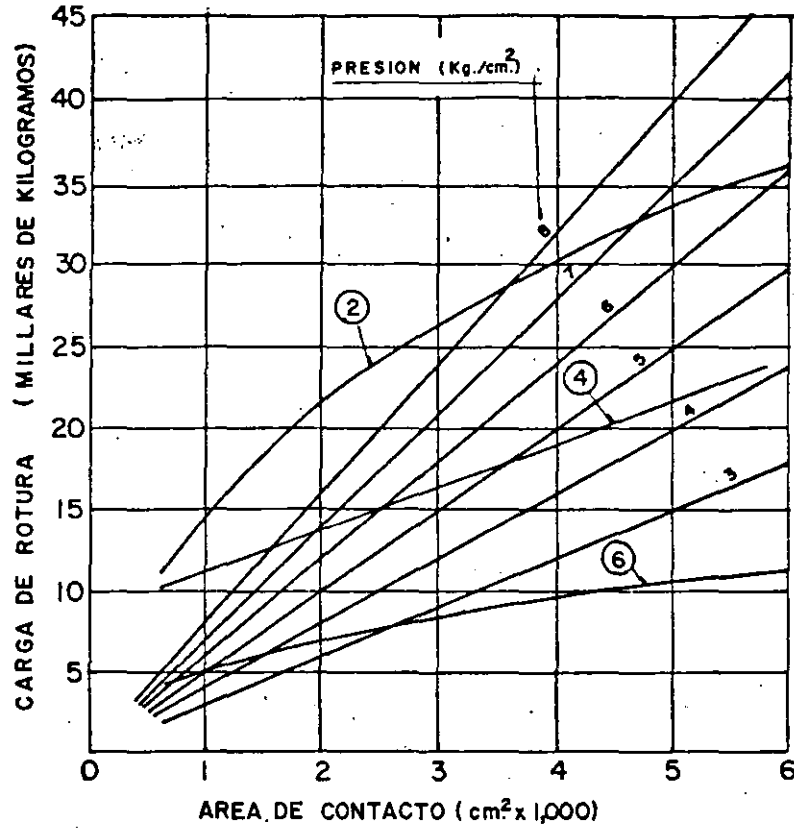
4-) Las curvas a trazos son una ampliación provisional del sistema LCN, para que incluya áreas de contacto inferiores a 1,300 cm² basadas en ensayos de carga en pavimentos efectuadas con placas de pequeñas áreas de contacto.

Así la clasificación del pavimento de un aeródromo es una cuestión relativamente sencilla: se pueden efectuar los ensayos de resistencia con placas de una sola dimensión y suponer que la relación

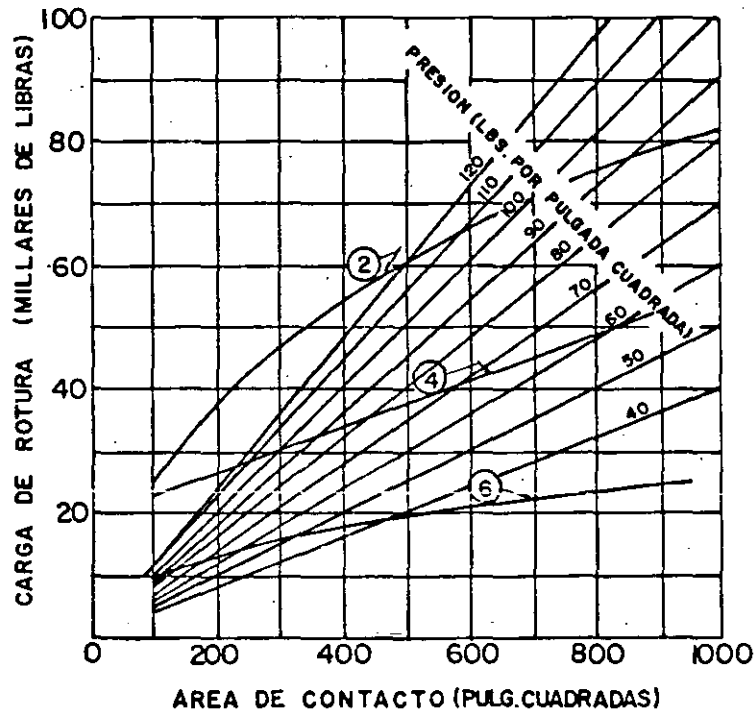
$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

es válida, obteniendo el LCN del pavimento directamente de la -
fig. 5-3.6. Por ejemplo; a una carga de 14,300 kg (31,500 lb) -
sobre una placa de 45.7 cm (18 pulg) de diámetro, o sea de -
1,652 cm² (256 pulg²) de área, le corresponde un LCN de 40.

El uso de una sola cifra para expresar la resistencia de cualquier
pavimento de grandes dimensiones, tal como una pista, no da en
el mejor de los casos mas que una aproximación, ya que la resis-
tencia variará de un punto a otro y los ensayos de carga muestran
a menudo diferencias considerables. En consecuencia, la selec-
ción de la cifra LCN representativa de un pavimento es una cues-
tión de análisis estadístico y de apreciación técnica, después -
de efectuados los ensayos, y no es posible usar el sistema LCN
con precisiones mayores de, por ejemplo un 10%.



A - UNIDADES METRICAS.



B - UNIDADES INGLESAS.

Fig. 5-3-1 RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO.

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

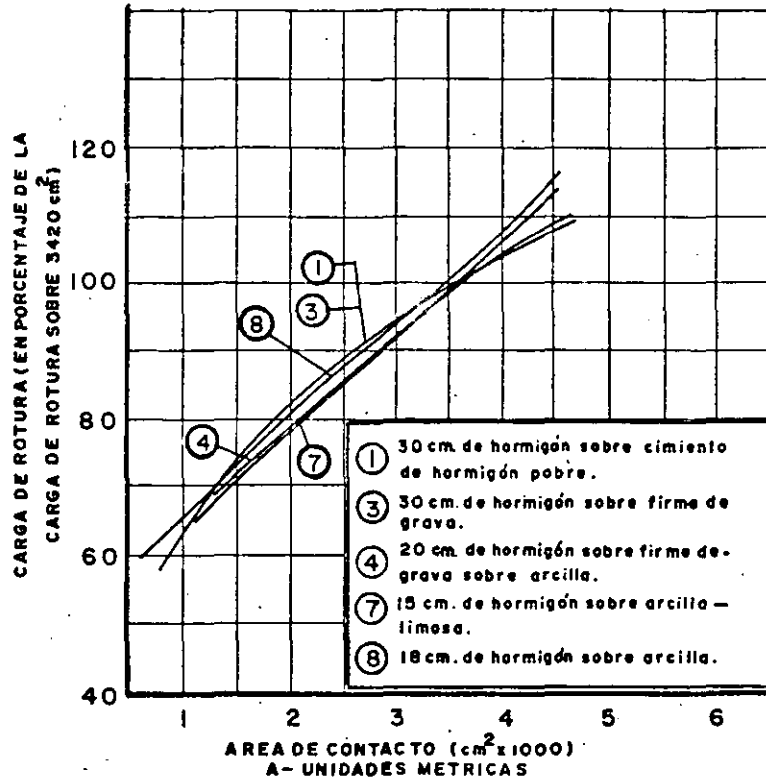


FIGURA 5-3.2 PAVIMENTOS RIGIDOS

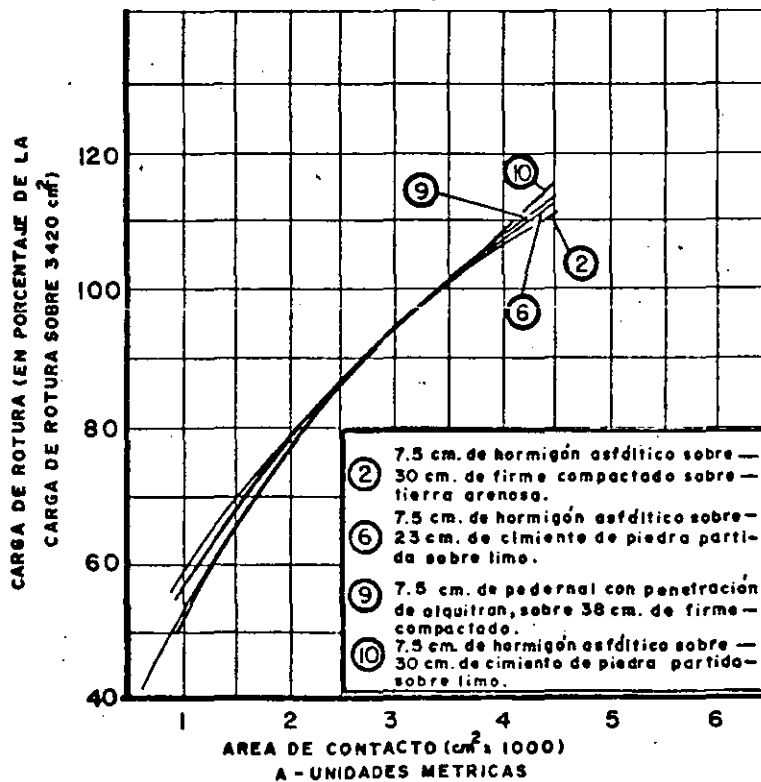


FIGURA 5-3.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES

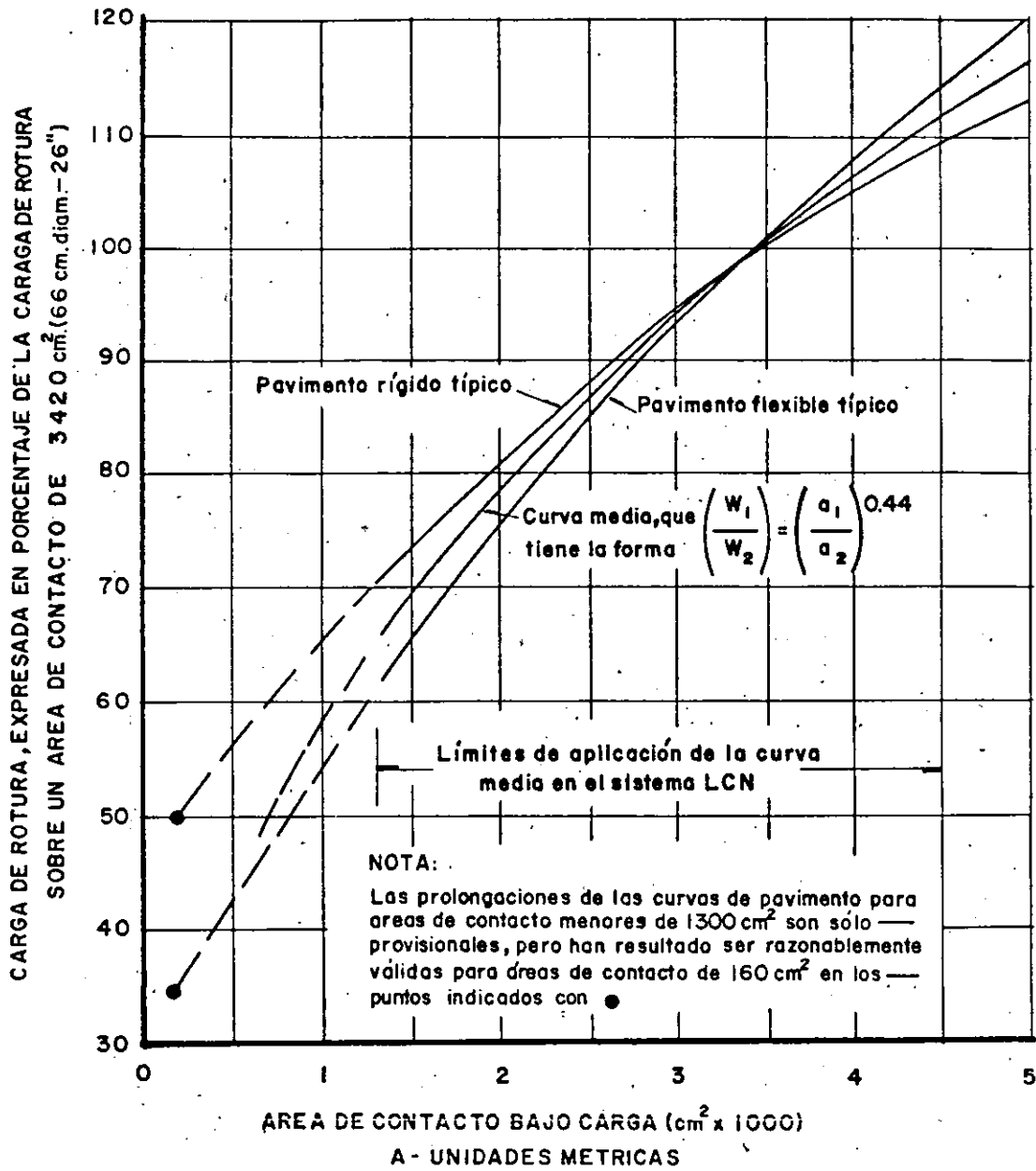


Fig.5-3.4.-CURVAS DE RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO" PARA PAVIMENTOS TÍPICOS

5.3-10

(OACI. 1965)

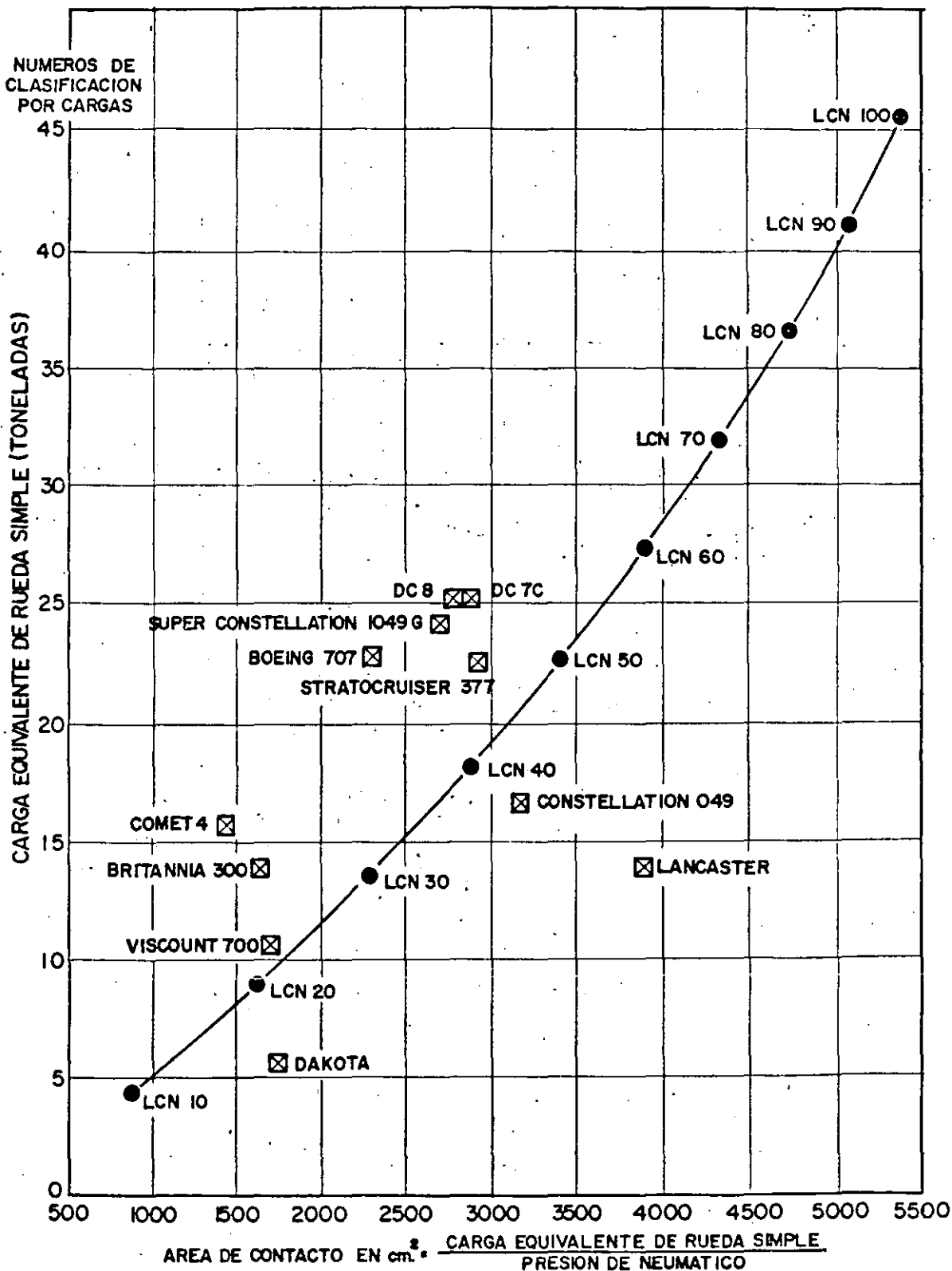
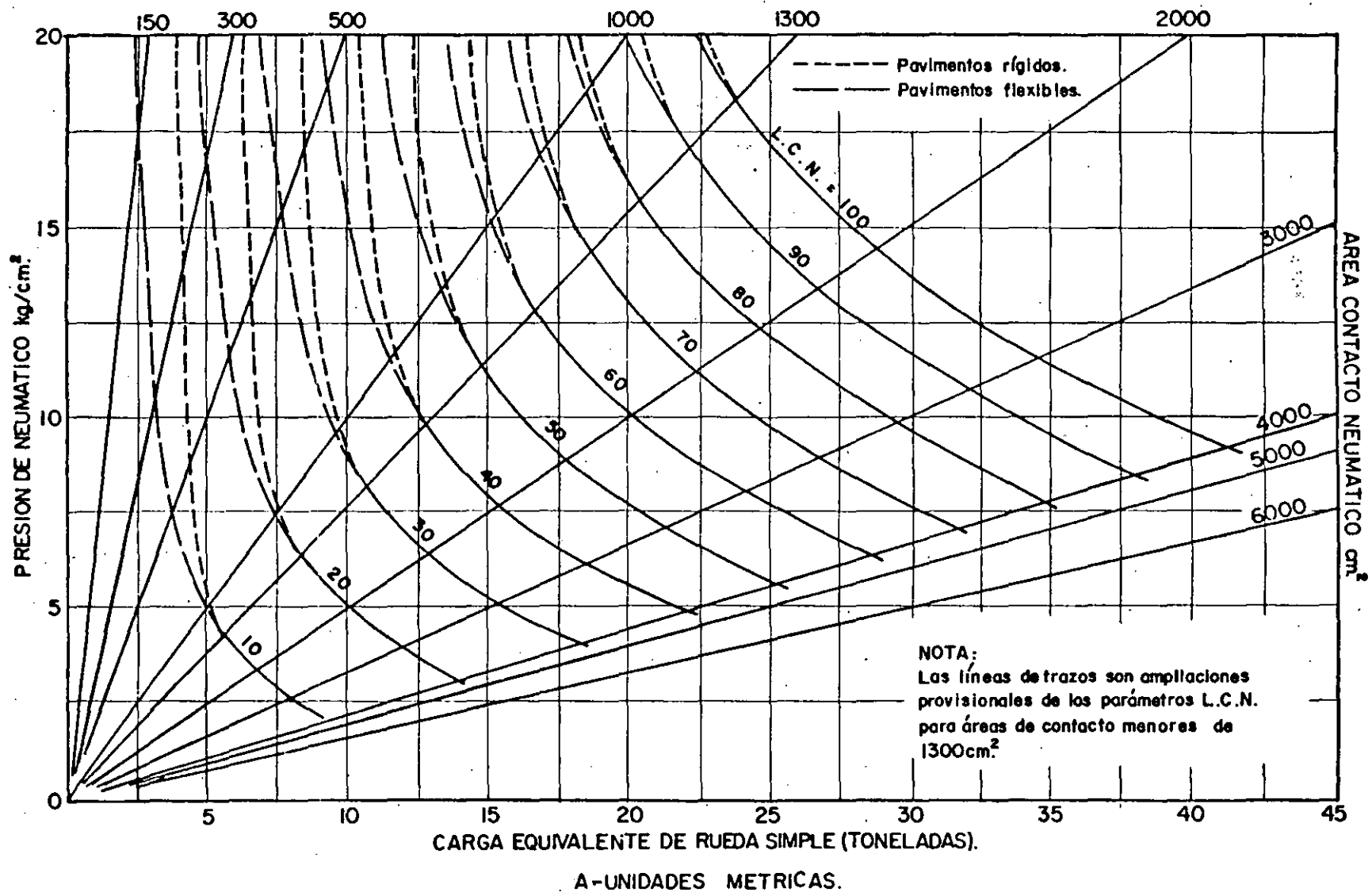


Fig.5-3-5 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.

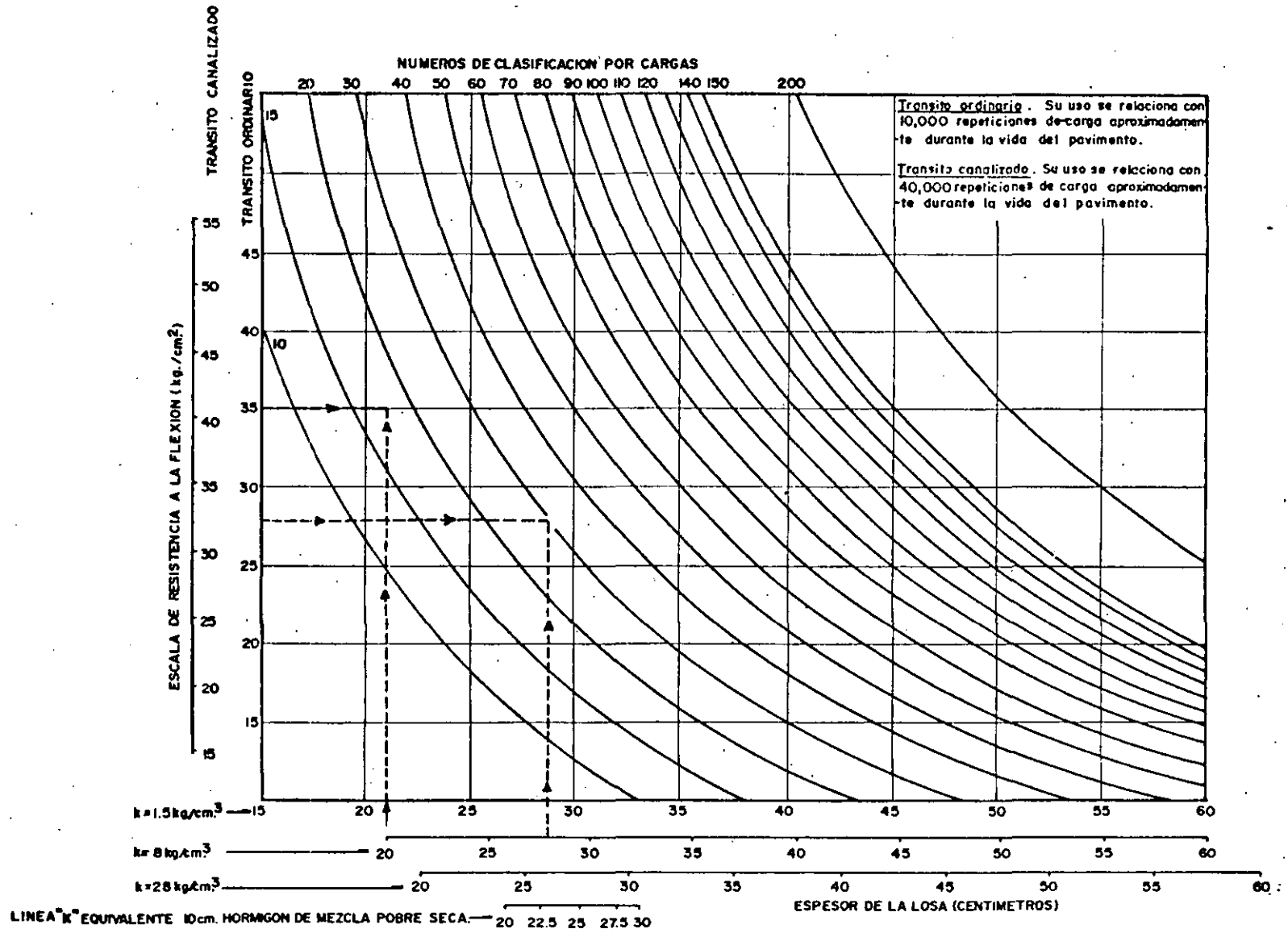
Tabla 5-3.1

<u>Carga de rueda</u>		<u>Presión de neumático</u>		<u>L.C.N.</u>
<u>lb</u>	<u>kg</u>	<u>P.s.i.</u>	<u>kg/cm2.</u>	
100,000	45,400	120	8.44	100
90,000	40,800	115	8.09	90
80,000	36,300	110	7.74	80
70,000	31,800	105	7.38	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.68	50
40,000	18,100	90	6.63	40
30,000	13,600	85	5.98	30
20,000	9,100	80	5.62	20
10,000	4,500	75	5.27	10



NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA LA PRESION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO, PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

Fig.5 -3.6



A-UNIDADES METRICAS.

Fig.5-3.7 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA. (OACI 1965)

COMPLEMENTO FIG. 5-3.7NOTAS SOBRE EL USO DEL ABACO

Las especificaciones generales del Ministerio del Aire exigen un mínimo de resistencia del hormigón de 24.6 kg/cm² a los 28 días. Esta resistencia mínima aumentará a 33 kg/cm² en un año.

Suponiendo que el pavimento tenga por lo menos unos cuantos meses antes de que se ponga en servicio, en todos los cálculos del Ministerio del Aire se usa una resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm². - (Esta resistencia se obtiene teóricamente al cabo de 130 días).

Con el uso, el envejecimiento del hormigón producirá un aumento de la resistencia a la flexión e introducirá un factor de seguridad en los pavimentos que después de algunos años, se acercará a 1.5, ya que la resistencia a la flexión del hormigón habrá llegado a 47.5 kg/cm² aproximadamente.

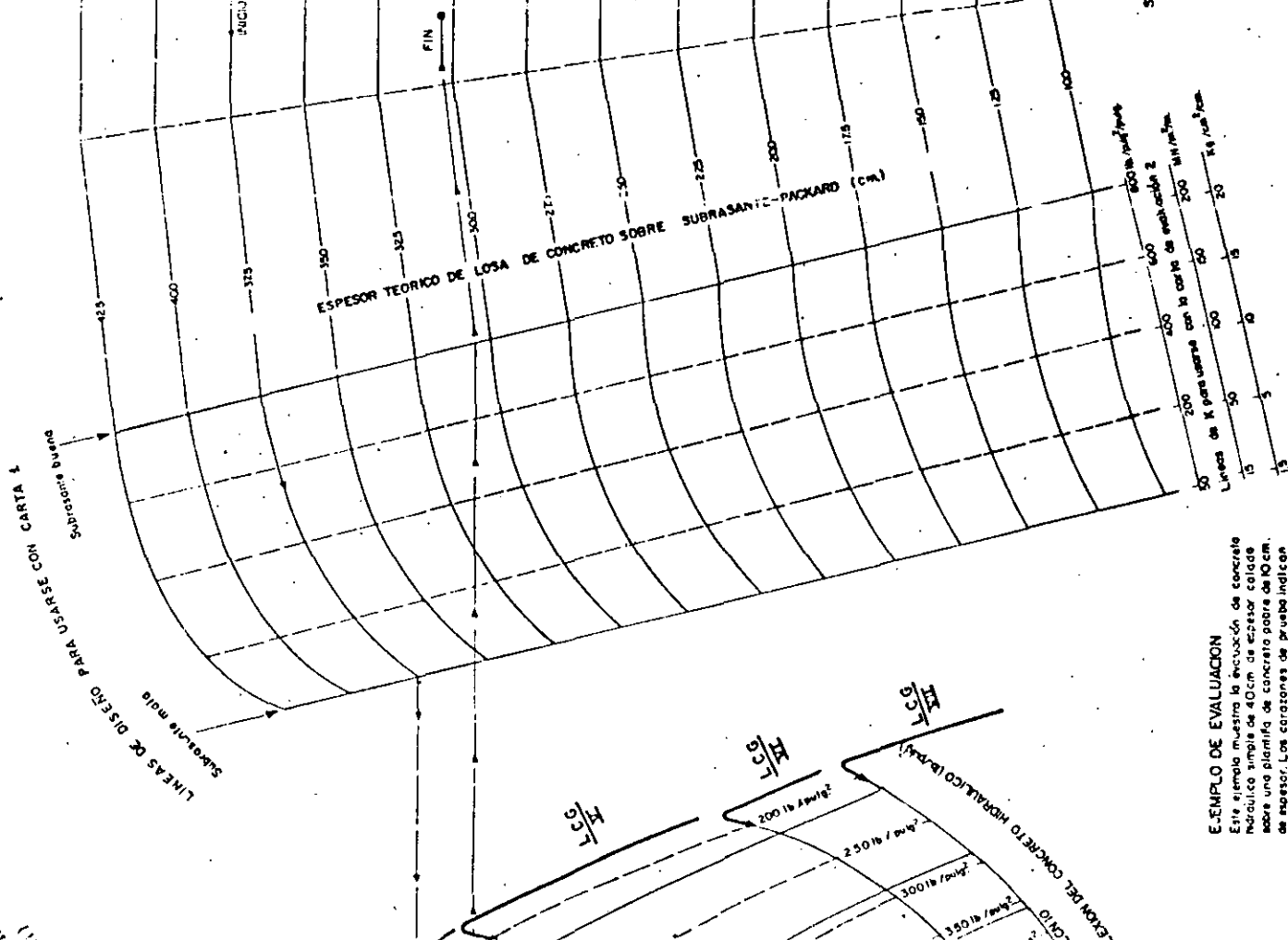
Durante la vida del pavimento se aplicarán cargas repetidas, pero siempre que esas cargas produzcan esfuerzos menores que la resistencia a la flexión del hormigón, se irá incrementando la resistencia del hormigón con el transcurso de los años. Con un factor de seguridad de 1.5, un pavimento podrá soportar unas 10,000 repeticiones de carga durante su vida y, en consecuencia, los cálculos para uso con tránsito normal se basan en este número de repeticiones de carga, si se requiere que la vida del pavimento sea tal — que el número de repeticiones de carga que deba soportar aumente — de 10,000 a 40,000, la resistencia a la flexión que se use en cálculo original tendrá que incluir un factor de seguridad mayor de 1.5.

A base de pruebas presentadas por la Cement and Concrete Association de los Estados Unidos, el factor de seguridad correspondiente a 40,000 repeticiones de carga deberá ser de 1.8 aproximadamente.

Sobre esta base, la resistencia a la flexión que ha de usarse en el cálculo para 40,000 repeticiones de carga se ha ajustado de la que se requiere para 10,000 repeticiones de carga en la relación de 1.5 a 1.8 aproximadamente. (La resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm² que se usa para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm² para 40,000 repeticiones de carga).

FORMO
11.000m de carga

CART A 1		CART A 2	
PAVIMENTOS RECOMENDADOS PARA AEROPUERTOS.		UNICAMENTE PARA LA EVALUACION DE PAVIMENTOS EXISTENTES	
RIGIDO	COEFICIENTE DE FLEXION	RIGIDO	COEFICIENTE DE FLEXION
C.M.	C.M.	C.M.	C.M.
450	153	500	175
400	135	450	157
350	117	400	139
300	99	350	121
250	81	300	103
200	63	250	85
150	45	200	67
100	27	150	49
50	9	100	31
100	153	100	175
100	135	100	157
100	117	100	139
100	99	100	121
100	81	100	103
100	63	100	85
100	45	100	67
100	27	100	49
100	9	100	31
100	153	100	175
100	135	100	157
100	117	100	139
100	99	100	121
100	81	100	103
100	63	100	85
100	45	100	67
100	27	100	49
100	9	100	31

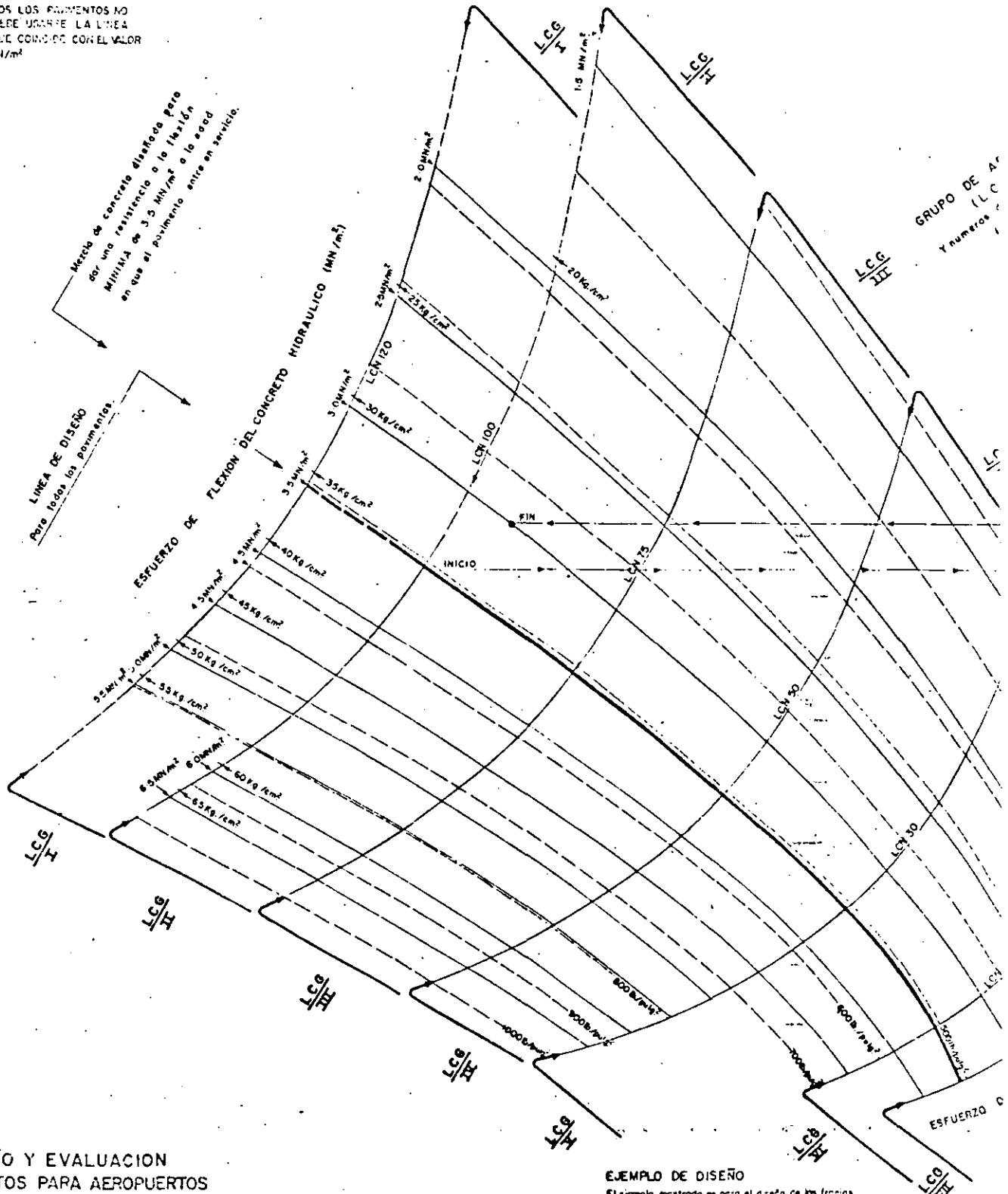


- SIMBOLOGIA**
- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRALLICO SIMPLE EN BARRAS PASAJUNTAS.
 - PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRALLICO CON REFUERZO CONTINUO, CON TRANSVERS.
 - CONCRETO SOBRE (PLANTILLA).
 - CARPETA ASFALTICA.
 - BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO, ASFALTO O ALQUITRAN.
 - BASE HIDRALLICA.

EJEMPLO DE EVALUACION

Este ejemplo muestra la evaluación de concreto hidráulico simple de 40cm de espesor colado sobre una planilla de concreto para de 10cm. de espesor. Los resultados de prueba indican que la resistencia mínima a la flexión es 30.000 N/m² la subrasante es mala (15 MN/m²/m). El punto final de la franja del LCG II asignado en función de la posición relativa del punto final de evaluación con respecto a los límites de la franja L.C.G. de los cargos previstos y de algunos otros factores, técnicos.

NOTA: PARA TODOS LOS PAVIMENTOS NO RIGIDOS, DEBE USARSE LA LINEA GRUESA QUE CORRESPONDE CON EL VALOR DE 3.5 MN/m²



DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS DE TIPO RIGIDO, MIXTO Y FLEXIBLE. (METODO LCG DEL REINO UNIDO. 1971)

EJEMPLO DE DISEÑO

El ejemplo mostrado es para el diseño de las franjas longitudinales centrales de las pistas, calles de rodaje y plataformas de un aeropuerto perteneciente al grupo de aeródromo LCG II, con su pavimento cimentado sobre una buena subrasante capaz de soportar aviones de LCN ≤ 100. La construcción puede ser:

1. Concreto hidráulico de 35 cm. colado sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm., ó
2. Una carpeta asfáltica de 10 cm. colocada sobre una capa de 18 cm. de concreto hidráulico con refuerzo continuo colado a su vez sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm., ó
3. Carpeta asfáltica de 10 cm. colocada sobre una base cementada de 50 cm. extendida a su vez sobre una plantilla de concreto pobre de 10 cm., dependiendo de la superficie requerida y de la economía de la construcción.

Las franjas exteriores de las pistas, calles de rodaje y plataformas para el mismo aeropuerto deben estar basadas en los requerimientos del LCG III.

4).- Proyecto de Método de Diseño para México.-

Con base en los estudios de evaluación de la resistencia de 17 diferentes pavimentos rígidos, correspondientes a nueve aeropuertos mexicanos en operación, en pruebas de laboratorio en losas a escala natural y, en los métodos de diseño de pavimentos de la Asociación del Cemento Portland (PCA) y de la Administración Federal de Aviación (FAA), se ha investigado un método factible de diseño de pavimentos rígidos específico para los aeropuertos de México.

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (LCN). Con base en los resultados de ev

luación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México - (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 5-4.1). La curva 1 de la fig. 5-4.1 representa el comportamiento esperado para los pavimentos que no vayan a estar sujetos a efectos de alabeo, o cuyo efecto sea prácticamente despreciable; esta situación se presenta cuando las diferencias diarias de temperatura ambiente entre el día y la noche son inferiores a los 10°C .

La curva 2 representa el comportamiento esperado para los pavimentos medianamente alabeados, situación que se presenta cuando las diferencias de temperatura ambiente arriba mencionadas, son del orden de 10 a 14°C . La curva 3, es una curva tentativa, establecida para pavimentos fuertemente alabeados, es decir, sujetos a diferencias de temperatura ambiente, entre el día y la noche, superiores a los 14°C .

También en la fig. 5-4.1 se encuentran dibujadas las curvas obtenidas por P. Fordyce y R.G.Packard, la curva utilizada por la PCA, y el área correspondiente al comportamiento de la losa que se está ensayando en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 5-4.1 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto sim

ple en áreas críticas. Dichos factores de seguridad están en función del número de repeticiones equivalentes del avión crítico y de los gradientes de temperatura diaria ambiente que provocan alabeo.

En la tabla 5-4.2 se presentan los promedios del mes con mayor gradiente de temperatura ambiente diaria para varios lugares de la República. Dichas temperaturas son el promedio de mediciones efectuadas durante 20 a 30 años (según la localidad) por el Servicio Meteorológico Nacional.

El procedimiento recomendado para determinar el número de repeticiones de carga del avión de diseño equivalente consiste en dos pasos: primero, determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, y segundo, determinar el número de "repeticiones" de dicho avión.

Para determinar el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente se considera como el más adecuado el criterio de la Administración Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos que considera que la relación entre los esfuerzos acumulados en el pavimento debidos a un número de repeticiones de una carga de rueda, comparada con otras cargas de rueda y sus correspondientes repeticiones, es una relación logarítmica:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

en donde:

R_1 y R_2 = número de operaciones

P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el tren de aterrizaje principal. La ecuación anterior está limitada para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores:

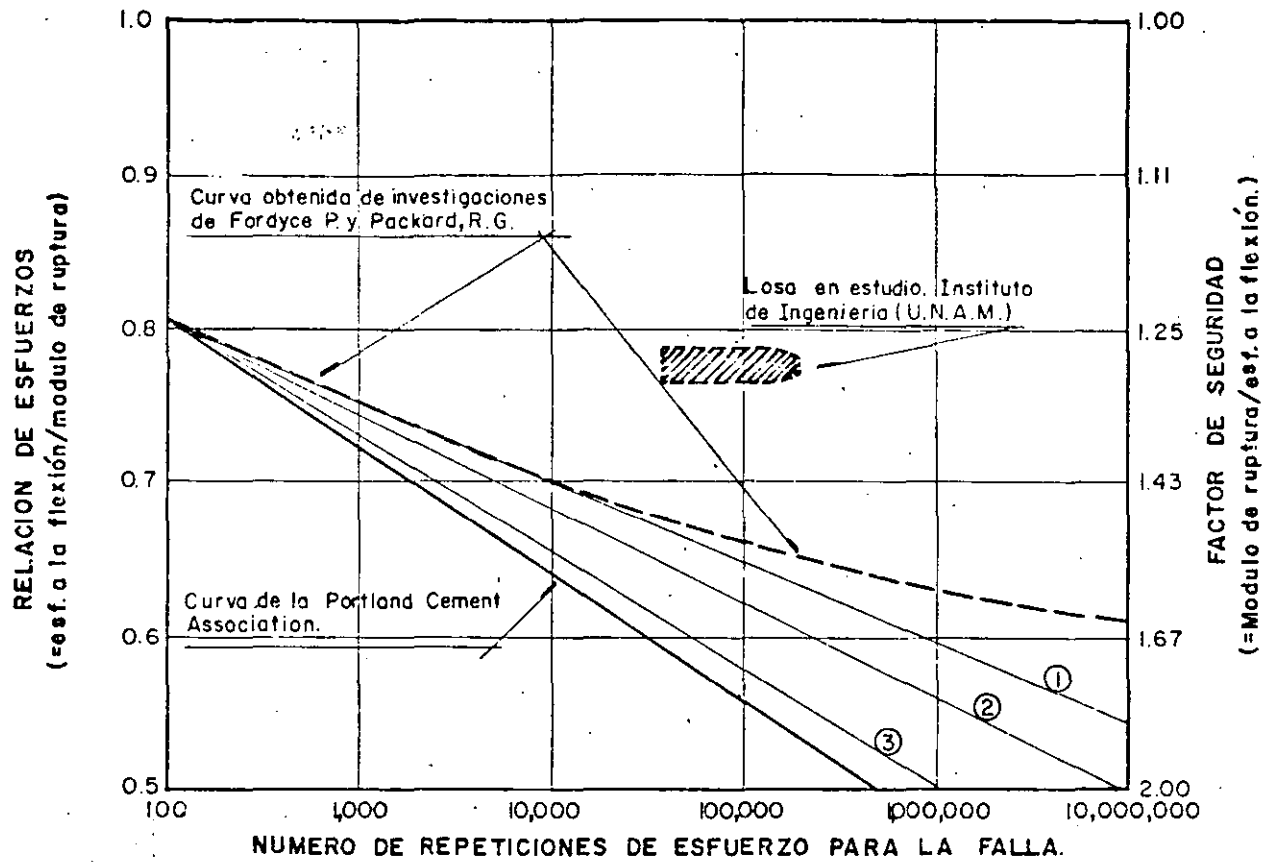
Para convertir de	a	Multiplicar R por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 5-4.3, propuesta por la PCA en su método de diseño. En dicha tabla se presentan los factores de repetición de cargas para los aviones más comunes utilizados para diseño.

En la fig. 5-4.2 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

seguridad se estimará de la tabla 5-4.1.

Cuando un pavimento vaya a tener tráfico de aviones con trenes de aterrizaje complejos (B-747; DC-10-20; DC-10-30), el pavimento diseñado como se indicó anteriormente deberá ser revisado para este tráfico. Se utilizarán las figs. 5-4.4, 5-4.5 y 5-4.6 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 5-4.1 para factor de seguridad y la tabla 5-4.3 para el factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará éste último para áreas críticas, y con base en éste se determinarán los espesores para las otras áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.



CURVAS DE FATIGA PARA CONCRETO
SUJETO A ESFUERZOS DE FLEXION.

FIG. 5 - 4-1

NOTA:

(1),(2)y(3) : Curvas propuestas

CURVA (1) : Para diferencias de temperatura diarias menores a 10 °C .

CURVA (2) : Para diferencias de temperatura diarias entre 10 y 14 °C .

CURVA (3) : (Tentativa) Para diferencias de temperatura diarias de más de 14°C .

TABLA-5-4-1

NUMERO DE REPETICIONES DE AVION CRITICO EQUIVALENTE	FACTOR DE SEGURIDAD RECOMENDADO PARA AREAS CRITICAS.		
	Diferencia de temperatura ambiente entre la madrugada y el medio día.		
	MENOS DE 10°C	DE 10 A 14°	MAS DE 14°C (*)
Hasta 6,000	1.40	1.44	1.49
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.94
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS.

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
DEPARTAMENTO TECNICO	ING. FCO. FDO. RODARTE L.
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
	FORMO: FERL

GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA.
(Promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROM. EN EL MES DE MAYOR VARIACION DE TEMP. (°C)	M E S
ACAPULCO, GRO.	8.7	FEBRERO
CAMPECHE, CAMP.	8.9	MARZO y ABRIL
COZUMEL, Q. R.	9.6	MARZO y ABRIL
CHIHUAHUA, CHIH.	16.8	MARZO
GUADALAJARA JAL.	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON.	18.1	MAYO
JUAREZ, CHIH.	19.2	MAYO
LA PAZ, B.C.	15.8	MAYO
MAZATLÁN, SIN.	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC.	12.1	ABRIL
MEXICALI, B.C.	20.2	JUNIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	FEBRERO
MONTERREY N.L.	12.5	MARZO
OAXACA, OAX.	19.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL.	13.2	FEBRERO MARZO y ABRIL
REYNOSA, TAMPS.	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.	18.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS.	8.5	DICIEMBRE y ENERO
TAPACHULA, CHIS.	14.9	FEBRERO
TIJUANA, B.C.	14.0	DICIEMBRE
TORREON, COAH.	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER.	7.0	AGOSTO
VILLA HERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		PISTA	
	$\sigma = 61 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 122 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 244 \text{ cm.}^{(1)}$	$\sigma = 488 \text{ cm.}^{(1)}$
DC-3	0.12	0.07	0.05	0.03
B-727	0.41	0.23	0.13	0.09
DC-8 y B-707	0.83	0.46	0.25	0.17
B-747	0.58	0.38	0.33	0.28
DC-10-10 y L-1011	0.57	0.40	0.22	0.12
CONCORDE	0.83	0.44	0.23	0.15

TABLA 5 - 4 - 3 a

NOTAS:

(1) σ = Desviación estandar de la curva de distribución normal que representa la distribución del tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relacion entre el ancho de tráfico "T" tal como lo define el Cuerpo de Ingenieros al establecer el concepto de "Cubrimiento", y la desviación estandar

$$\text{es: } \sigma = \frac{(0.88)T}{2}$$

(2) La PCA recomienda _____ que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61 \text{ cm.}$ para calles de rodaje y $\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pistas; con base en lo observado por N.C. Yang. _____ se recomienda en el presente estudio lo siguiente :

$\sigma = 61 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 122 \text{ cm.}$ para pavimentos de calles de rodaje normales.

$\sigma = 244 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 488 \text{ cm.}$ para pavimentos de pistas normales.

	DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	VoBo EL JEFE DE LA OFICINA ING. FCO. EDO. RODARTE L.
	DEPARTAMENTO TECNICO	REVISO: J. SECC. ING. R. DAMAN G.
	OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	FORMO: F.F.R.L.

FACTORES DE REPETICION DE CARGA PARA ANCHOS DE BANDA QUE INCLUYEN EL 98% DE LAS OPERACIONES.

(N. C. Yang) (adaptado por F. Rodarte)

Tabla 5-4-3 b

AVION	FACTOR DE REPETICION DE CARGA							
	CALLE DE RODAJE				P I S T A			
	Banda A		Banda B		Banda C		Banda D	
	2.7m.*	3.7m.	4.9m.*	6.1m.	6.1m.*	7.6m.	12.2m.*	13.7m.
B-727	0.62	0.53	0.45	0.36	0.36	0.30	0.20	0.16
B-707	0.70	0.58	0.50	0.45	0.45	0.38	0.28	0.26
DC-8-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.28
B-747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.38
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.46
L-1011	1.10	0.96	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.42

* Valor correspondiente al ancho medio de banda.

Banda A : Calles de rodaje con luces de eje. Ancho de banda = 1.80 a 3.70 m.

Banda B : Calles de rodaje normales. Ancho de banda = 3.70 a 6.10 m.

Banda C : Pistas con luces de eje. Ancho de banda = 4.60 a 7.60 m.

Banda D : Pistas normales. Ancho de banda = 10.70 a 13.70 m.

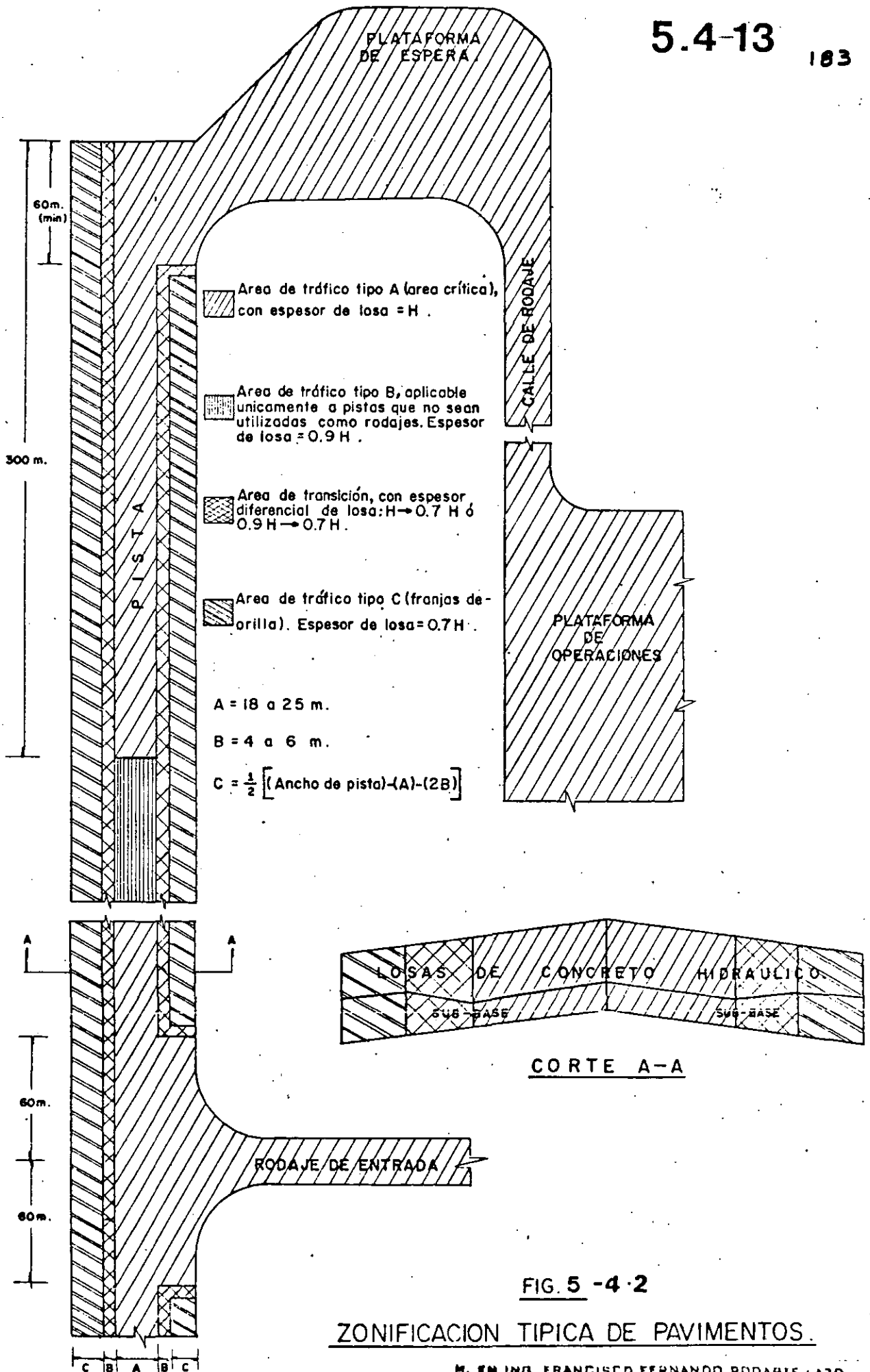


FIG. 5 -4 ·2

ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

TABLA 5-4-4 VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA λ en cm.

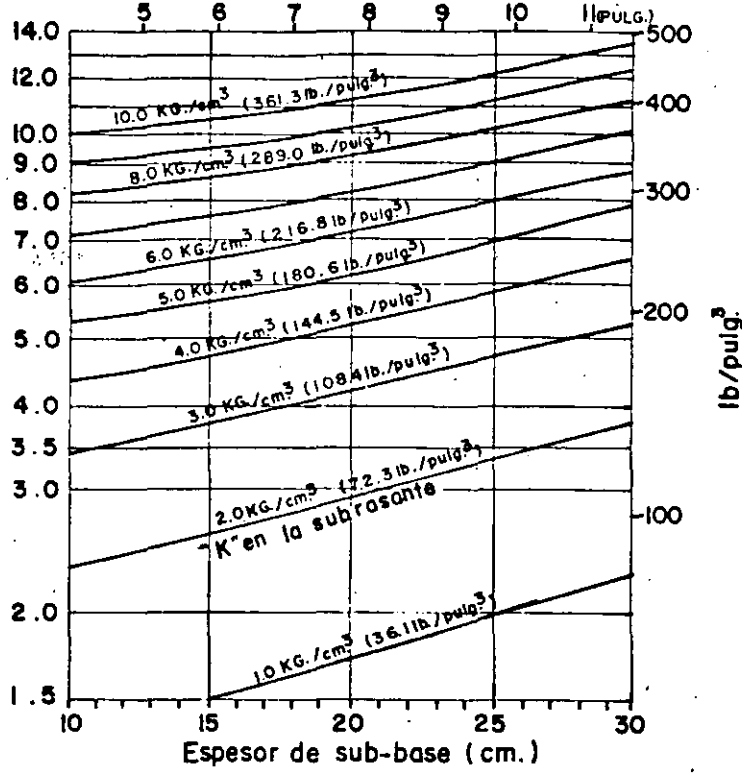
ESPESOR DE LOSA. (cm.)	K=1.5 (Kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.83	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	65.95	63.45
23	114.67	106.71	89.73	81.08	75.45	71.36	68.18	65.60
24	118.38	110.17	92.64	83.71	77.90	73.67	70.39	67.73
25	122.07	113.59	95.52	86.31	80.32	75.96	72.58	69.84
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.23	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.48	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.45	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.78	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.96	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.29	82.06
32	146.89	136.70	114.95	103.87	96.66	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.88
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

(●) VALORES CALCULADOS PARA $E = 250,000 \text{ Kg/cm}^2$ y $\mu = 0.15$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} = 12.0826 \sqrt[4]{\frac{h^3}{K}}$$

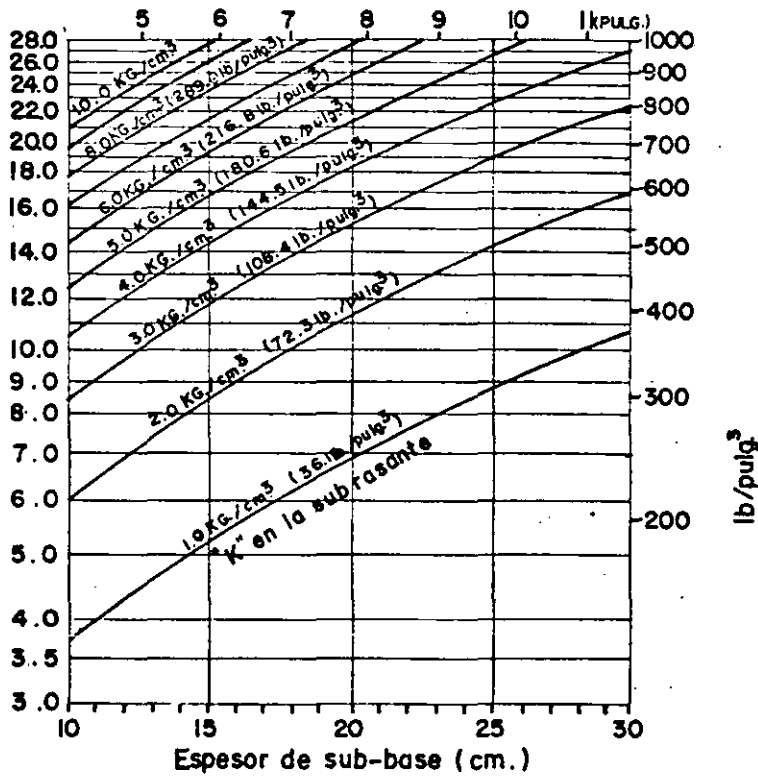
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	VoBo	JEFE DE LA OFICINA
DEPARTAMENTO TECNICO	ING. FCO. FDO. RODARTE L.	
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	REVISOR: SECC. ING. R. DAMIAN G.	

"K" en la parte superior de la sub-base (kg./cm²)



A) EFECTO DE LA SUB-BASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"

"K" en la parte superior de la sub-base (kg./cm²)



B) EFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

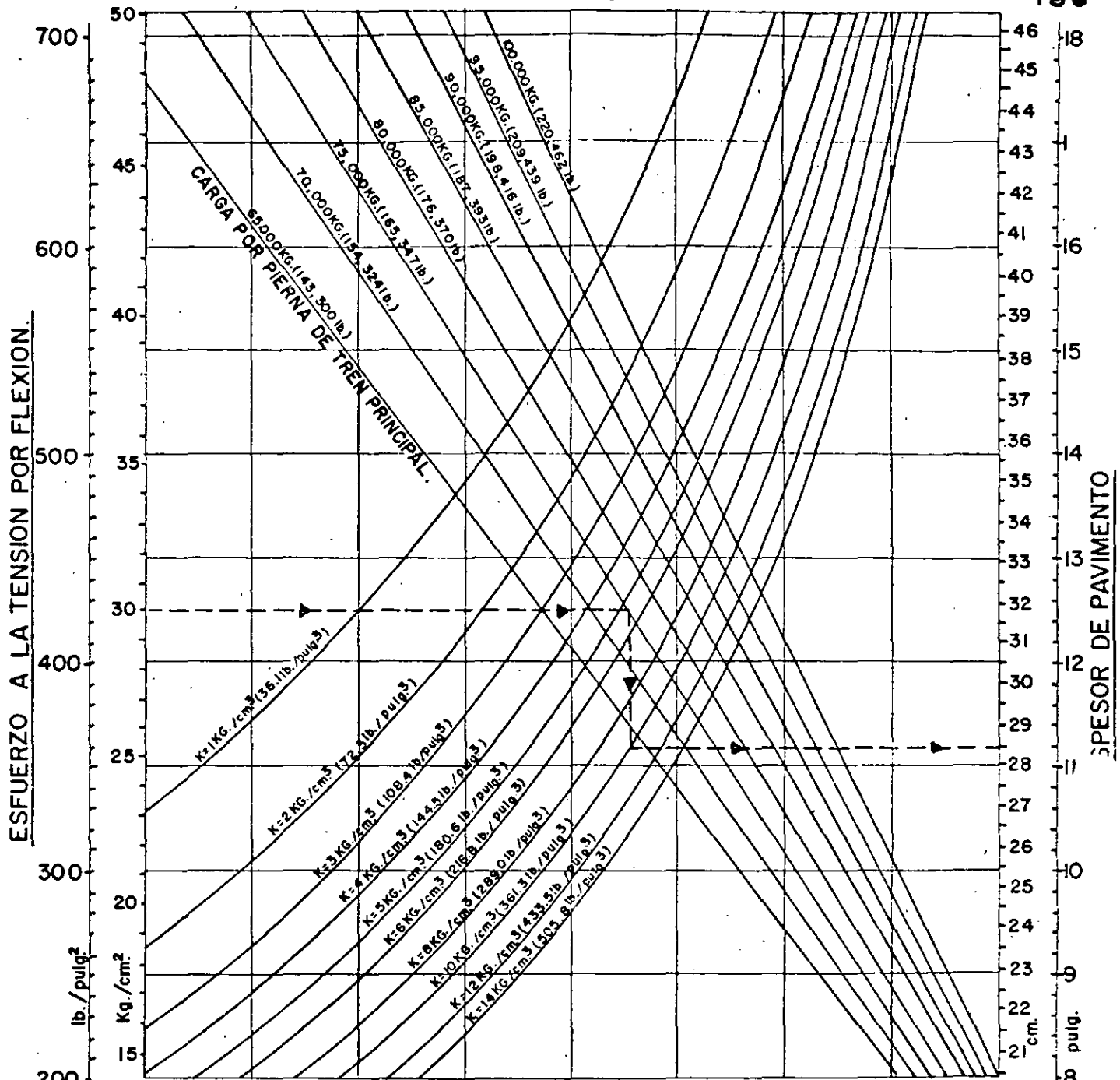
FUENTE:
PORTLAND CEMENT
ASSOCIATION. 1973

Fig. 5-4-3



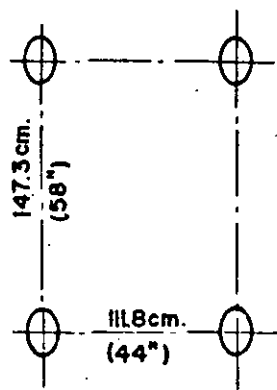
DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FDO. RODARTE I.
REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: HECTOR GARCIA ANGULO



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,316.1cm² (204 pulg²)

Fig. 5-4.4

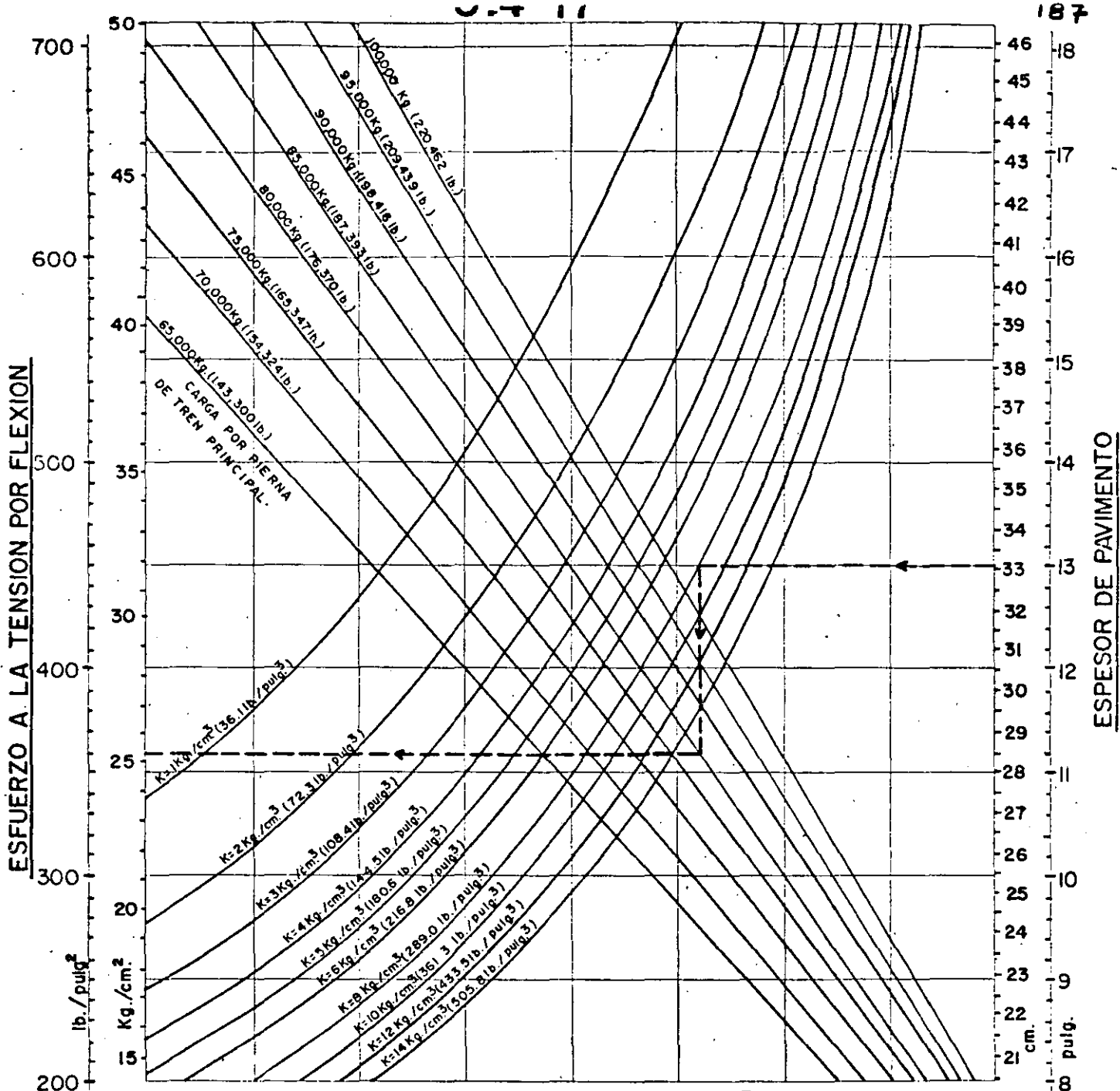


AVION: BOEING B-747
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
 ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
 REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
 FORMO: F. F. R. L.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,638.7cm² (254 pulg.²)

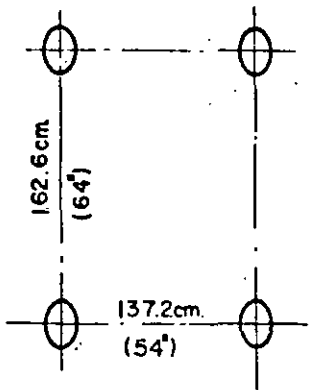


Fig.5 -4.5

AVION: Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-10

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

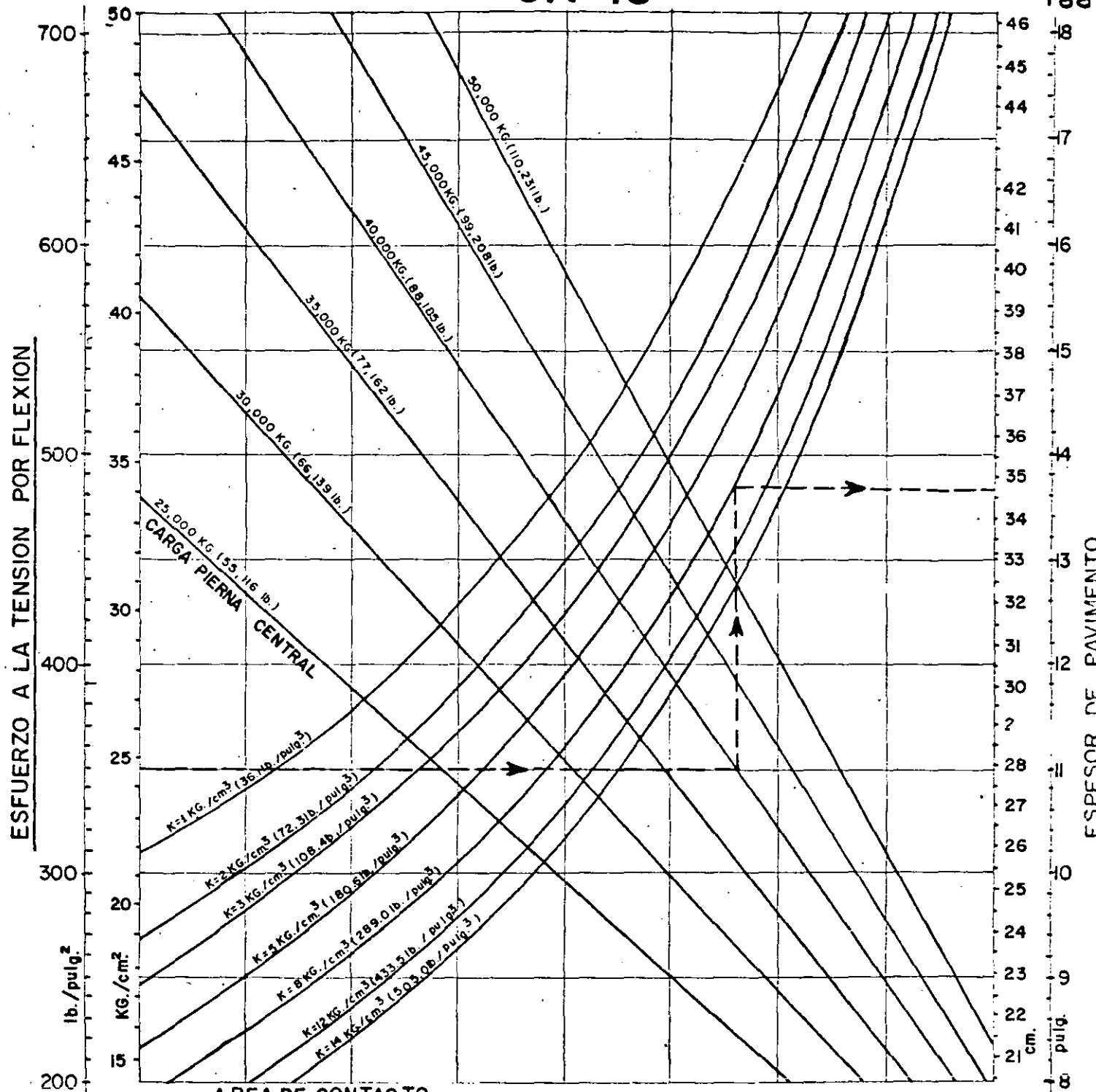
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA
ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
FORMO: F. F. R. L.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,780.6 cm.² (276 pulg.²)

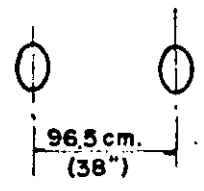


Fig.5 -4-6

AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-10
 (Series 20y 30, solo para la pierna central.)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna central: Ruedas dobles.

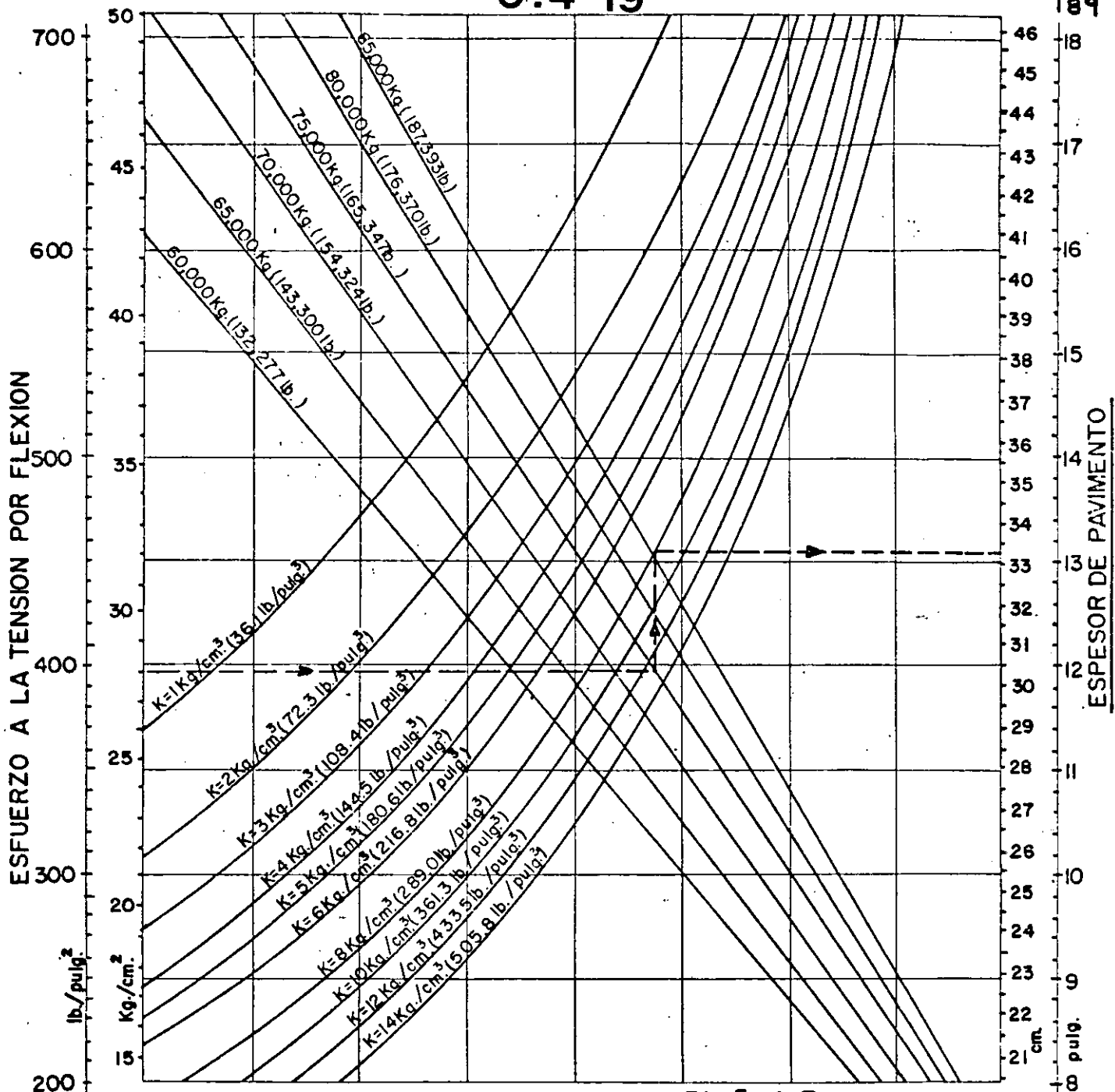
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA
 ING. FCO. FDO. RODARTE L.
 REVISO: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
 FORMO: F. F. R. L.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,4194cm.² (220 pulg.²)

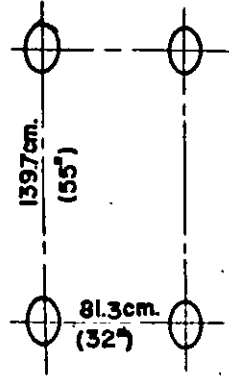
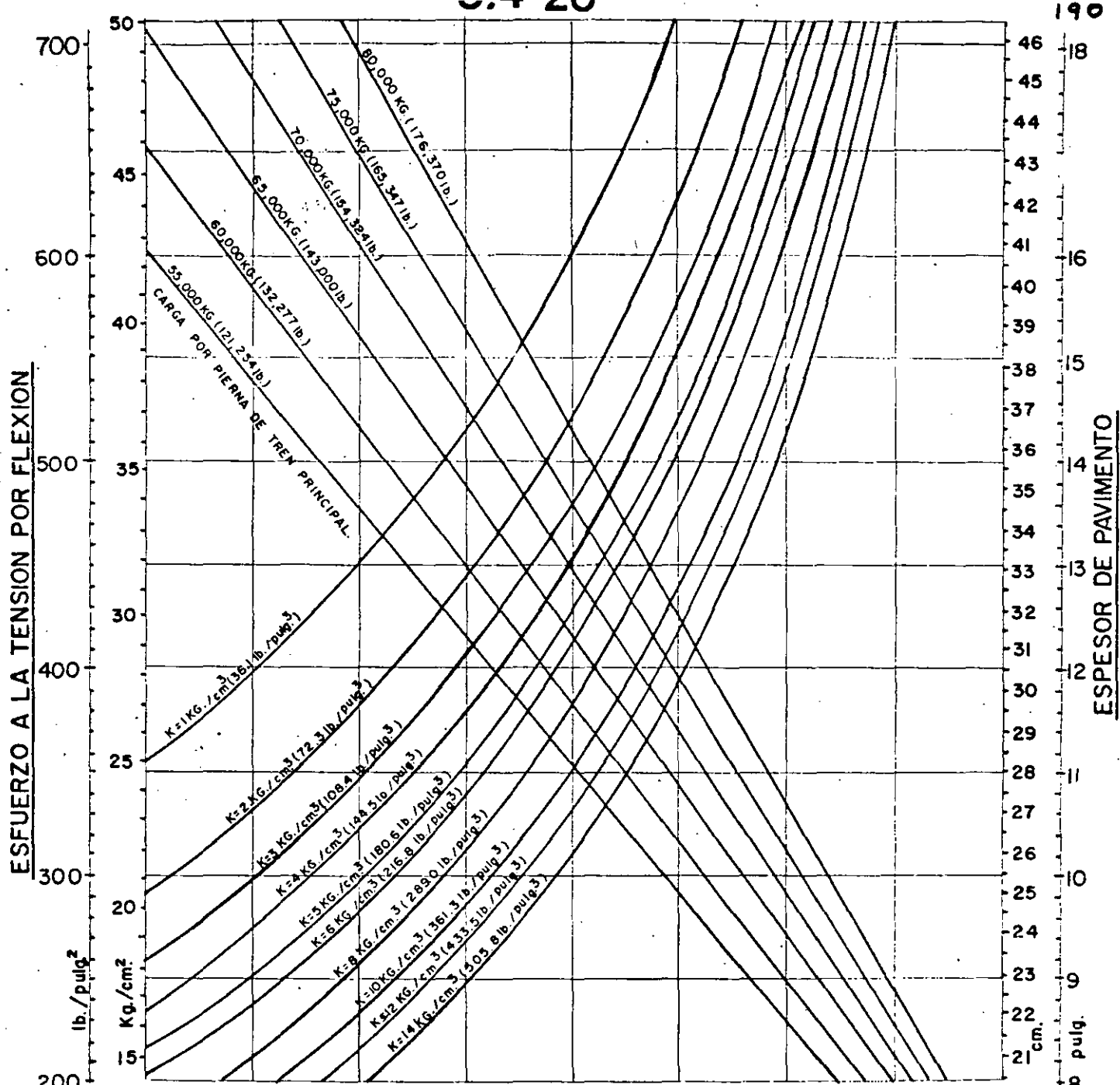


Fig. 5-4-7

AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-8 (Modelos 62,63)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Ordfo para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,3484 cm²
(209 pulg²)

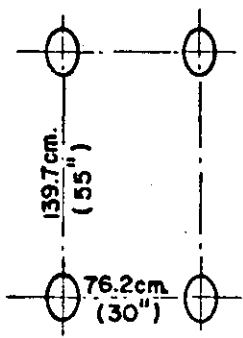


Fig. 5 - 4 - 8

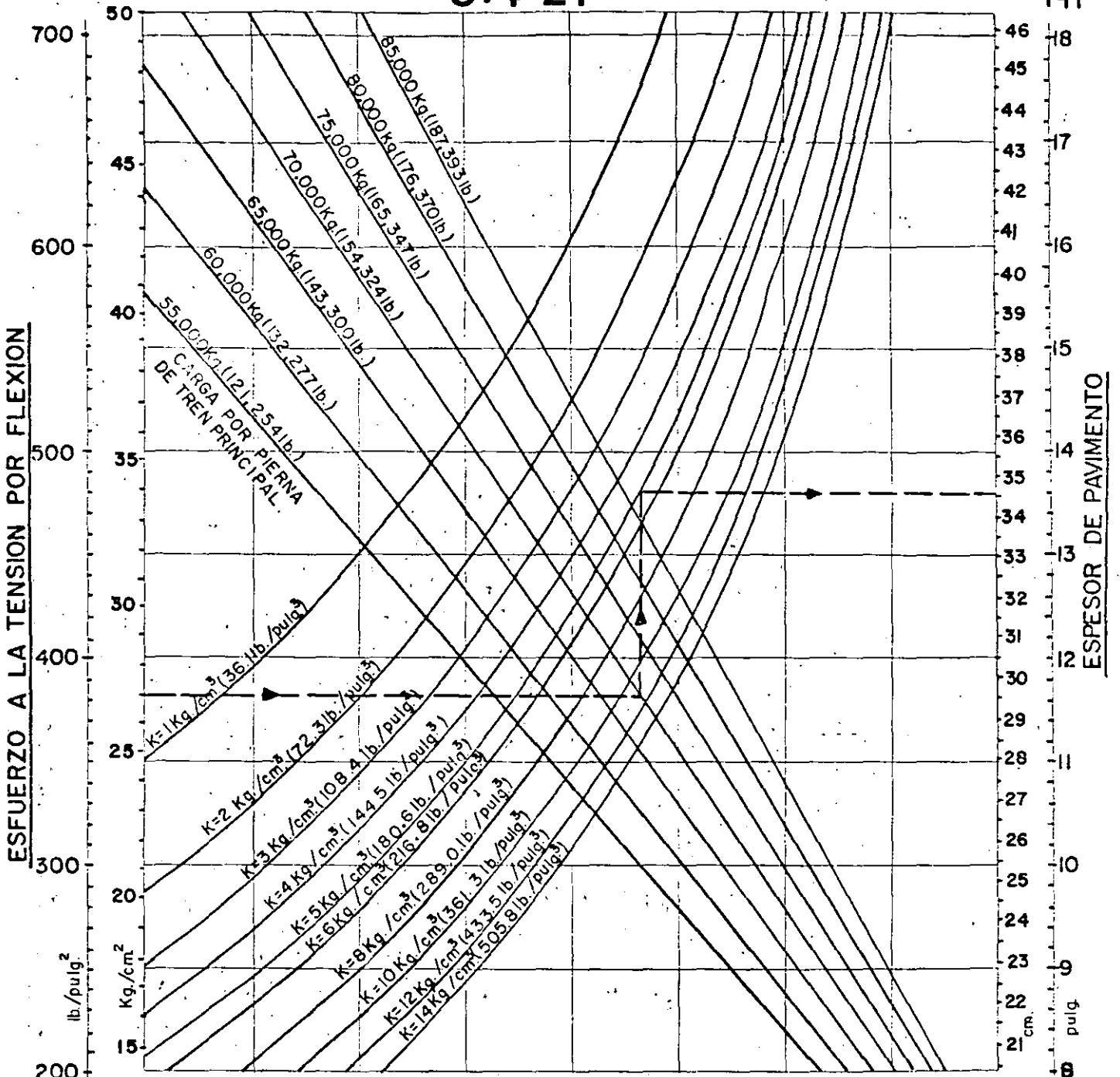
AVION: Mc DONNELL - DOUGLAS DC-8
(MODELOS 55,61,62)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tándem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,406.4 cm² (218 pulg²)

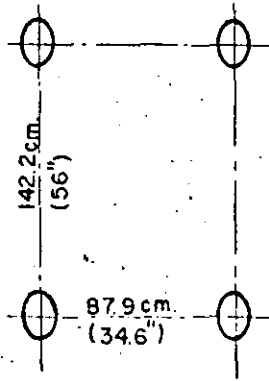


Fig. 5-4-9

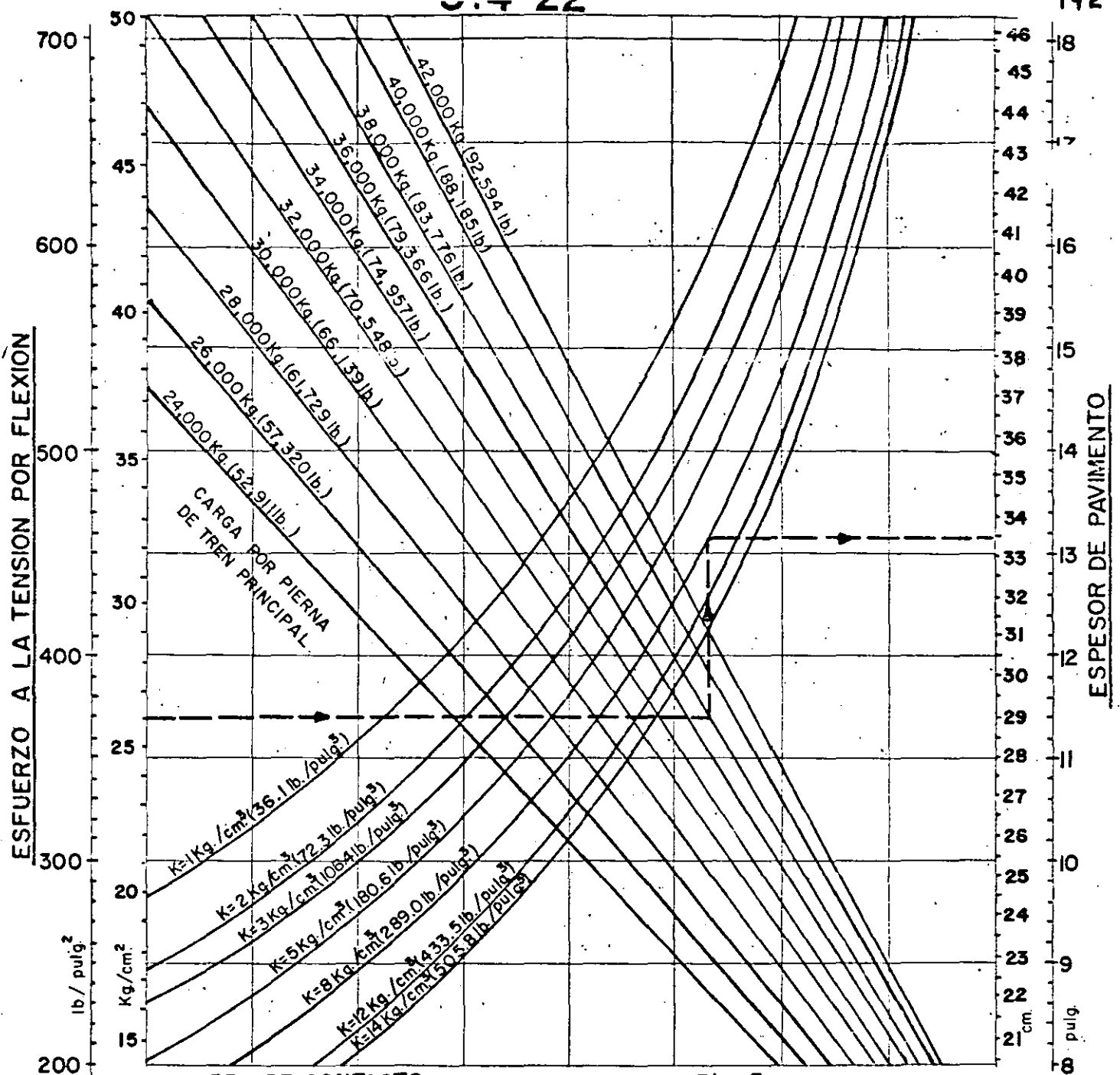
AVION: BOEING B-707
(MODELOS 320B Y 320C)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

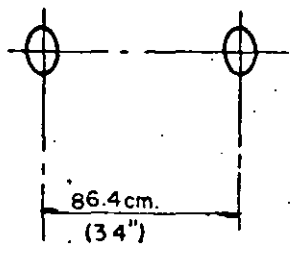
Pierna tren principal: Doble tandem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



AREA DE CONTACTO POR LLANTA: 1,529 cm² (237 pulg²)



AVION: BOEING B-727

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Ruedas dobles.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)

Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
 ING. FCO. FERNANDO RODARTE L.
 REVISOR: J. SECC. ING. R. DAMIAN G.
 FORMO: F. F. R. L.

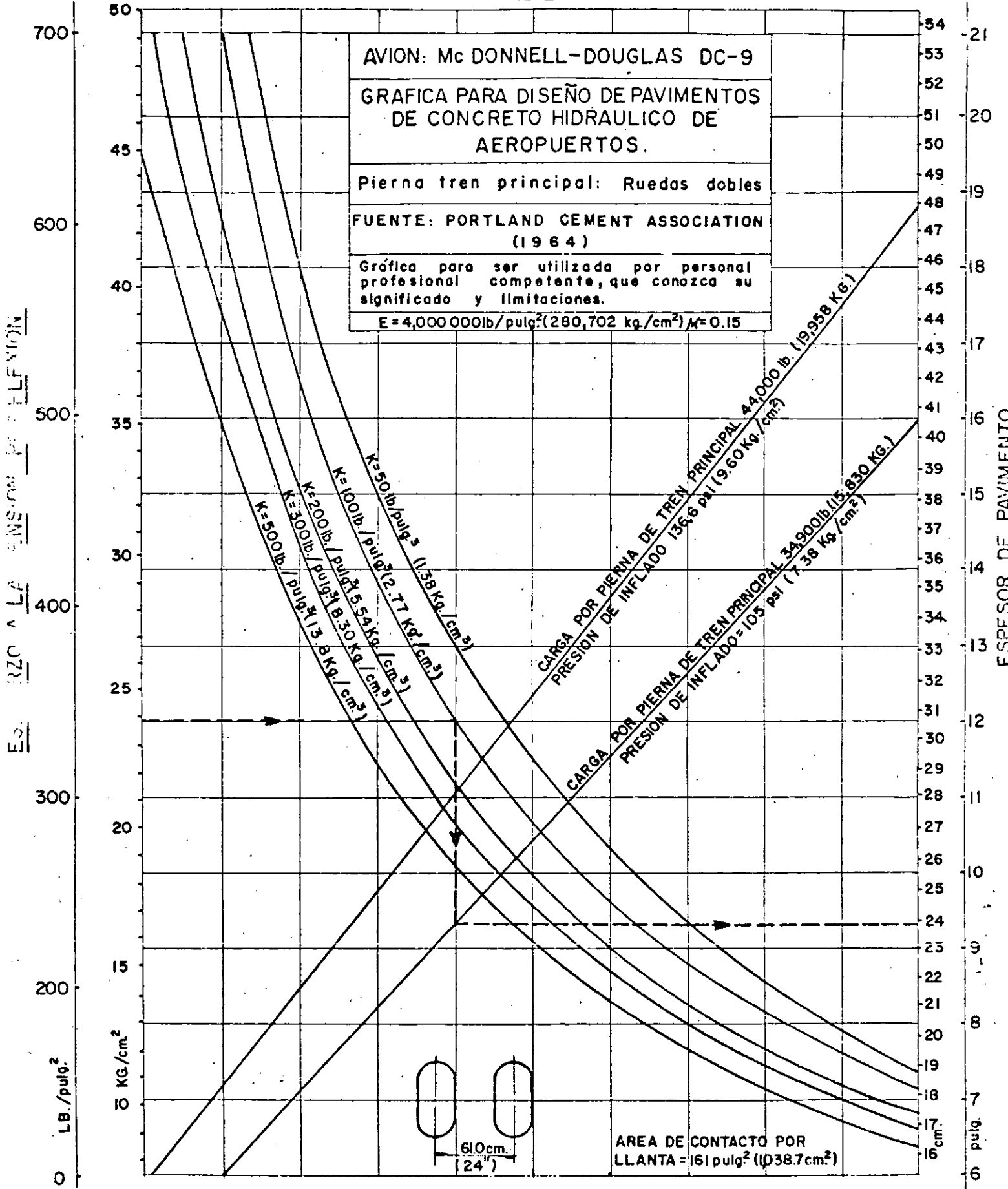


Fig. 5-4-11

b). - VIGA BENKELMAN. METODO DE DEFLEXION RECUPERADA. -

Este método consiste en la determinación de la deflexión recuperada, cuando se remueve una carga estandarizada del pavimento flexible en estudio.

La utilización de este método está limitada a pavimentos flexibles con espesores inferiores a 50 cm (20"), ya que en mayores espesores pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una Viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons. (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberían tener una separación mínima de 5 cm (2 "); las llantas deberían ser de 10 x 20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm². (80 lbs/pulg²).

La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil - La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas - ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba.

La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el deflec

tor (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 mts. (30 pies). Se registra la lectura del micrómetro cuando se estabilice. Se mide la temperatura del pavimento.

La deflexión recuperada total del pavimento es el doble del movimiento del micrómetro durante la prueba (dos a uno es la relación usual de la viga Benkelman, sin embargo, algunos modelos pueden estar contruidos con una relación diferente).

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE

POR EL METODO DE LA FAA.

Se diseñarán los pavimentos de áreas operacionales de un Aeropuerto cuyo tráfico previsto es el siguiente:

A V I O N	TREN DE ATERRIZAJE	TRAFICO PREVISTO (No. de salidas anuales).	MAXIMO PESO DE DESPEGUE (lb)	GRAFICA (a utilizar)	ESPESOR DE PAVIMENTO * (individual)(pulg)
B-727-100	RUEDAS DOBLES	3,760	160,000	3-2.10	37
B-727-200	RUEDAS DOBLES	9,080	190,500	3-2.10	44 **
B-707-320 B	DOBLE TANDEM	1,050	327,000	3-2.11	41
DC-9-30	RUEDAS DOBLES	5,800	108,000	3-2.10	30
CV-880	DOBLE TANDEM	400	184,500	3-2.11	30
B-727-200	RUEDAS DOBLES	2,650	115,500	3-2.10	39
L-1011-10C	DOBLE TANDEM	1,110	450,000	3-2.16	43
B-747-100	DOS DOBLE TANDEM	85	700,000	3-2.12	43

* Las pruebas realizadas a los suelos que constituirán la subrasante han hecho determinar un CBR = 5%.

** El avión que requiere mayor espesor de pavimento es el B-727-200 (con 9,080 salidas anuales y 190,500 lb de peso), por lo tanto ese será el avión de Proyecto.

El avión de proyecto, en este caso el B-727-200, tiene tren de aterrizaje con ruedas dobles en cada pierna (del tren principal); los demás aviones del tráfico previsto se deberán convertir a ruedas dobles utilizando los factores indicados en la tabla de la página 3.2-5.

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

A continuación se convierte el tráfico previsto a salidas equivalentes anuales de B-727-200 (avión de proyecto) utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \times \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

en donde $W_1 = 45,240 \text{ lb}$ (carga por rueda del avión de proyecto):

Se considera que el 95% del peso del avión lo carga el tren de aterrizaje principal.

$$\text{Carga por rueda del B-727-200} = \frac{190,500 \text{ lb} (0.95)}{2 \text{ piernas (2 ruedas)}} = 45,240 \text{ lb}$$

A V I O N	FACTOR (Pag.3.2-5).	Num de salidas de Ruedas Dobles (R_2)	Carga por Rueda (lb) (W_2)	Num de salidas equivalentes anuales del avión de Proyecto. (R_1)
B-727-100	1.0	3,760	38,000	1,891
B-727-200	1.0	9,080	45,240	9,080
B-707-320 B	1.7	1,785	38,830	1,029
DC-9-30	1.0	5,800	25,650	682
CV-880	1.7	680	21,910	94
B-737-200	1.0	2,650	27,430	463
L-1011-100	1.7	1,887	35,625 (1)	807
B-747-100	1.7	145	35,625 (1)	83
T O T A L				14,129

(1) Para aviones tipo Jumbo (B-747, L-1011, DC-10), la FAA indica que la carga por rueda, para efectos de cálculo de número de salidas anuales, se toma la de un avión con ruedas en doble tándem y peso máximo de 300,000 lb.

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Las densidades del suelo natural (expresadas como porcentaje respecto de la máxima densidad a la humedad óptima) determinadas a diferentes profundidades son:

Profundidad respecto al nivel del terreno natural	Profundidad respecto al nivel de la subrasante	Densidad en el lugar (% de compactación)
1 pie	2"	70 %
2 pies	14"	84 %
3 pies	26"	86 %
4 pies	38"	90 %
5 pies	50"	93 %

- Los suelos son no cohesivos.
- De la figura 3-2-20 (página 3.2-22) los requerimientos de la compactación son: (para avión c/ruedas dobles y peso de 190,500 lb: B-727-200)

Profundidad respecto al nivel de la subrasante terminada	Porcentaje de Compactación mínimo requerido	SR	
21"	100 %	100 %	▣ 70 % ▣ 84 %
36"	95 %	95 %	▣ 86 %
52"	90 %	90 %	▣ 90 % ▣ 93 %

21"
 15"
 16"

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)**Determinación de los espesores de pavimento.-**

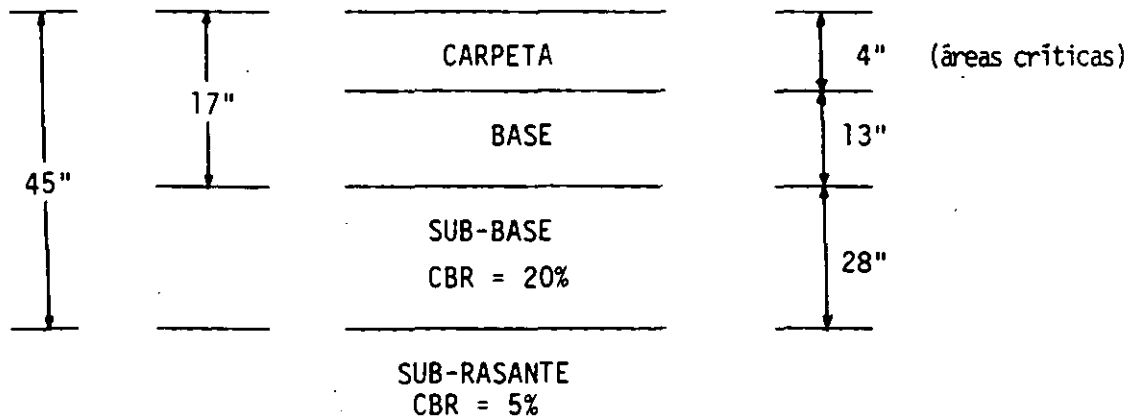
CBR (subrasante) = 5 % Peso total avión proy. = 190,500 lb
 CBR (sub-base) = 20 % N° salidas equivalentes anuales = 14,000

- De figura 3.2-10 (página 3.2-12):

Para CBR = 5 h = 45"

Para CBR = 20 h = 17"

Espesor de carpeta: 4" (áreas críticas)
 3" (áreas no críticas)



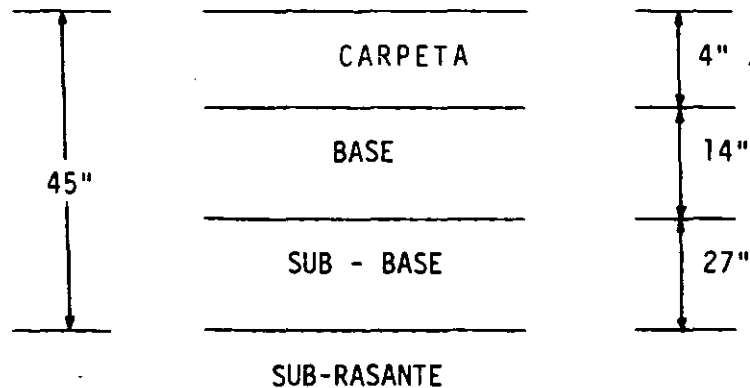
- De figura 3.2-18 (página 3.2-20):

Espesor mínimo de base = 13"
 (que concuerda con el calculado anteriormente).

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

- Si el espesor mínimo de base, dado por la figura 3.2-18, es mayor que el calculado de la gráfica del avión de proyecto (figura 3.2-10), se toma dicho espesor mínimo restando la diferencia al espesor de sub-base para que el espesor total de pavimento no varíe.

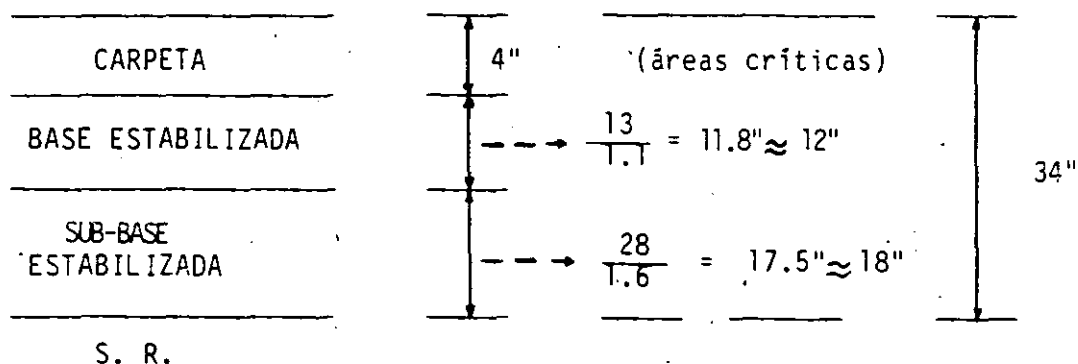
Por ejemplo: Si el espesor mínimo de base hubiese sido de 14" :



- Como el pavimento va a soportar aviones con peso mayor de 100,000 lb, se requiere proveer de base y sub-base estabilizadas.

Para sub-base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-2 página 3.2-23) con un factor de equivalencia de 1.6

Para base se usará el material P-216 (Tabla 3.2-3 página 3.2-24) con un factor de equivalencia de 1.1

(F A A PAVIMENTOS FLEXIBLES)

Chequeo del espesor total de la sección estabilizada:

Para CBR = 20 % (valor de referencia estipulado por FAA) de figura 3.2-10 (página 3.2-12):

$$h_{\min} = 17" \text{ que es menor que } 34"$$

por tanto el proyecto es aceptable.

(Si hubiera sido mayor, se necesitaría incrementar el espesor de la sub-base hasta obtener el espesor mínimo: h_{\min} .)

Requerimientos de espesores.

	AREAS CRITICAS	AREAS NO CRITICAS	ORILLAS
CARPETA	4"	3"	2" (Fig. 3.2-19)
BASE ESTABILIZADA	12"	$12 \times 0.9 = 11"$	$12 \times 0.7 = 8"$
SUB-BASE ESTABILIZADA	18"	$18 \times 0.9 = 16"$	24"
T O T A L	34"	30"	34"

EJEMPLO DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO
POR EL METODO DE LA FAA

DATOS:

- Avión de proyecto (obtenido de manera análoga que para pavimentos flexibles).
 - Peso total = 350,000 lb.
 - Tráfico equivalente = 6,000 salidas anuales.
 - Ruedas en doble tándem.
- El tráfico equivalente incluye 1,200 salidas anuales de avión B-747 con un peso de 780,000 lb.
- Módulo de reacción de la subrasante: $K = 100 \text{ lb/pulg}^3$
- Drenaje pobre.
- Penetración de heladas: nula.
- Suelo de la subrasante: CL
- Módulo de ruptura del concreto = $M_R = 650 \text{ lb/pulg}^2$

SOLUCION:

- Se requiere una sub-base estabilizada (por el peso del avión de proyecto) (se deben considerar varios espesores para determinar la sección estructural más económica).
- Si se escoge una sub-base estabilizada con cemento de 6 pulgadas de espesor:

De figura 5.2-2 (página 5.2-5) --- Módulo de reacción K en la parte superior de la sub-base = 210 lb/pulg^3

De figura 5.2-5 (página 5.2-8)

Espesor de losa de concreto = $16.7'' \approx \underline{\underline{17''}}$

- Revisión para el B-747:

De figura 5.2-6 (página 5.2-9):

Espesor de losa = $13.6'' < 17''$ (OK)

(F A A PAVIMENTOS RIGIDOS)

- Proyecto para cabeceras, plataformas e intersecciones:

De figura 5.2-12 (página 5.2-15):

$$\text{Espesor de losa} = 17.5" \approx \underline{\underline{18"}}$$

- Revisión para el B-747:

De figura 5.2-13 (página 5.2-16):

$$\text{Espesor de losa} = 14.8" < 18" \text{ (OK)}$$

- Espesores de losa en áreas no críticas:

$$0.9 \text{ (17")} = 16.3 \approx \underline{\underline{16"}}$$

- Espesores de losa en orillas:

$$0.7 \text{ (18")} = 12.6" \approx \underline{\underline{13"}}$$

$$0.7 \text{ (17")} = 11.9" \approx \underline{\underline{12"}}$$

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS DE AEROPUERTOS .

Ejemplo Anteproyecto de Método para México

FRL

Datos :

- Diseñar pavimento rígido de calle de rodaje con vida útil de 18 años
- Tráfico esperado durante la vida útil :

AVION	Peso de Operación (Kg)	Carga por rueda "P" (Kg)*	Número de Operaciones "R"
B-727-200	80,000	19,000	44,302 despegues
	68,000	16,150	44,302 aterrizajes
B-727-100	75,000	17,813	44,302 despegues
	62,000	14,725	44,302 aterrizajes
DC-9	49,000	11,638	59,067 despegues
	44,000	10,450	59,067 aterrizajes

* Se considera que el 95% del peso lo carga el tren principal .

- Diferencia de temperatura ambiente entre el día y noche = 9°C
- Módulo de reacción de la subrasante : $K = 10 \text{ Kg/cm}^3$
- Módulo de ruptura del concreto a los 90 días = $M_R = 49 \text{ Kg/cm}^2$

Ejemplo Anteproyecto de método para México (cont.)

fri

Solución :

Se convierte el tráfico esperado a número de operaciones equivalentes de B-727-200 con peso total de 80,000 Kg. (avión crítico) con la expresión :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

Para B-727-200(despegues): _____ $R_1 = 44,302$

Para B-727-200(aterizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{16,150}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 19,222$$

Para B-727-100(despegues):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{17,813}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 31,546$$

Para B-727-100(aterizajes):

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 44,302 \left(\frac{14,725}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 12,315$$

Para DC-9 (despegues) :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{11,638}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 5,423$$

Para DC-9 (aterizajes) :

$$\text{Log. } R_1 = \text{Log. } 59,067 \left(\frac{10,450}{19,000} \right)^{1/2}; \text{ _____ } R_1 = 3,456$$

Número de operaciones equivalentes de B-727-200 = 116,264

De tabla 5-4.3 (Pag. 5.4 - 11)

Factor de repetición de carga (para $\nabla = 122 \text{ cm.}$) = 0.23

Número de repeticiones del avión de diseño = $116,264 \times 0.23 = 26,740$

EJEMPLO ANTEPROYECTO DE METODO PARA MEXICO (cont.)

DE Tabla 5-4.1 (Pag. 5.4 - 9)

fri

Factor de seguridad = F.S. = 1.48

Si se escoge un espesor de sub-base hidraulica de 20 cm ;
de fig. 5-4.3A (Pag. 5.4 - 15)

Módulo de reacción en la superficie de la sub-base = $K = 11.3 \text{ kg./cm}^3$

(Valor que debe ser comprobado o corregido por medio de pruebas de placa).

El esfuerzo de trabajo del concreto es :

$$\tau = \frac{MR}{F.S.} = \frac{49}{1.48} = 33.1 \text{ kg./cm}^2$$

La carga por pierna del avión crítico de
diseño es de 38,000 kg.

De fig. 5-4.10 (Pag. 5.4 - 22)

Espesor de losa para areas criticas (tipo A):

H = 27.5 cm. (calle de rodaje)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

8. PRODUCCION DE AGREGADOS

ING. RAFAEL LIMON LIMON

AGOSTO - 1992

INTRODUCCION

LA CORRECTA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION, ES UNO DE LOS FACTORES, QUE SIN LUGAR A DUDAS, INFLUYEN MAS. TANTO EN EL RESULTADO TECNICO, COMO EN EL RESULTADO ECONOMICO, EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES DE INFRAESTRUCTURA O CONSTRUCCION PESADA, COMO CAMINOS, AEROPISTAS, CORTINAS DE PRESAS DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD O TIPO ARCO-BOVEDA, CORTINAS DE PRESAS DE MATERIALES GRADUADOS, VERTEDOS, TUNELES, CANALES Y OBRAS HIDRAULICAS EN GENERAL, VIAS FERREAS, ETC.

TODOS LOS PROBLEMAS DE SELECCION DE EQUIPO DE TRITURACION POR SIMPLE QUE SEAN, REQUERIRAN DE UNA INFORMACION BASICA NECESARIA, PARA PODER OBTENER LA SOLUCION DEL MISMO, ADECUADA A LAS NECESIDADES DE LA OBRA PARTICULAR, TANTO DESDE EL PUNTO DE VISTA CUALITATIVO, COMO DESDE EL PUNTO DE VISTA CUANTITATIVO.

COMO EJEMPLO DE GRANDES OBRAS DE INGENIERIA CIVIL EN EL MUNDO, EN LAS CUALES LA CORRECTA SELECCION DEL EQUIPO DE PRODUCCION DE AGREGADOS PETREOS CONSTITUYO UNO DE LOS PILARES BASICOS DEL EXITO DE SU CONSTRUCCION, SE TIENE LA CORTINA DE MATERIALES GRADUADOS DE LA PRESA DE TARBELA EN PAKISTAN, SOBRE EL RIO INDO, CON VOLUMEN DE 150 MILLONES DE METROS CUBICOS, Y LA CORTINA DE CONCRETO TIPO GRAVEDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA DE ITAIPU, SOBRE EL RIO PARANA, EN LA FRONTERA DE BRASIL Y PARAGUAY, CON UN VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO HIDRAULICO PRODUCIDO, DEL ORDEN DE LOS 20 MILLONES DE METROS CUBICOS. AMBAS DE DICHAS OBRAS, CONSTITUYEN CADA UNA EN SU TIPO, RECORDS MUNDIALES DIFICILES DE SUPERAR.

POR LO QUE SE REFIERE A NUESTRO PAIS, MEXICO, LAS EXPERIENCIAS EN LA CONSTRUCCION DE GRANDES PRESAS (APULCO, INFIERNILLO, CHICOASEN, COMEDERO, SANTA ROSA, MALPASO, ETC.), ASI COMO DE CARRETERAS, AEROPUERTOS Y VIAS TERRESTRES EN GENERAL, HAN DEMOSTRADO LA IMPORTANCIA DECISIVA QUE PARA SU EXITOSA EJECUCION, TUVIERON EN CADA CASO, LA ADECUADA SELECCION DEL EQUIPO UTILIZADO EN LA INTEGRACION DE LAS PLANTAS DE PROCESO DE LOS AGREGADOS PETREOS REQUERIDOS EN CADA CASO.

EN EL PRESENTE TRABAJO, SE DESCRIBIRAN, TANTO LOS EQUIPOS DE TRITURACION, COMO LOS EQUIPOS COMPLEMENTARIOS (ALIMENTADORES, TRANSPORTADORES DE BANDA, CRIBAS VIBRATORIAS, ETC.), QUE LA TECNOLOGIA O " ESTADO DEL ARTE " ACTUAL, PONEN A DISPOSICION DE LOS PRODUCTORES DE AGREGADOS PETREOS, DESTINADOS A LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES, INCLUYENDO TANTO TABLAS DE CAPACIDADES, COMO GRAFICAS, QUE SE NECESITAN PARA LA SOLUCION NUMERICA DE PROBLEMAS ESPECIFICOS, ASI COMO ALGUNOS EJEMPLOS PRACTICOS DE APLICACION QUE PERMITAN UTILIZAR DICHA INFORMACION.

ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA.

INDICE

INTRODUCCION	Pág.
CAPITULO I. AGREGADOS PETREOS.	1
1.1 Especificaciones generales	1
1.1.1 Agregados para concretos hidráulicos	1
1.1.2 Agregados para caminos y aeropistas	1
1.1.3 Agregados para ferrocarriles	2
1.2 Obtención de agregados	2
1.2.1 Clasificación de las rocas	2
1.2.2 Características que influyen en la selección del equipo de trituración	3
1.2.3 Extracción	3
1.2.4 Pruebas para determinar las características de una roca	6
CAPITULO 2. EQUIPO DE TRITURACION	8
2.1 Generalidades	8
2.2 Conceptos básicos	9
2.2.1 Efectos mecánicos	9
2.2.2 Índice de reducción	10
2.2.3 Coeficiente de forma	11
2.2.4 Proceso de producción de agregados	13
2.3 Trituración primaria	13
2.3.1 Quebradoras de quijadas	13
2.3.2 Quebradoras giratorias	17

2.4	Trituración secundaria y terciaria.	18
	2.4.1 Trituradoras de rodillos	18
	2.4.2 Trituradoras de impacto y martillo	20
	2.4.3 Trituradoras de cono	23
CAPITULO 3.	EQUIPO COMPLEMENTARIO	29
3.1	Tolvas	29
	3.1.1 Usos	31
	3.1.2 Recomendaciones	32
3.2	Cribas	35
	3.2.1 Cribas vibratorias inclinadas	37
	3.2.2 Criba horizontal	39
	3.2.3 Criba giratoria	39
	3.2.4 Capacidad de las cribas vibratorias	39
3.3	Alimentadores	41
	3.3.1 Alimentador de mandil o tablero metálico	42
	3.3.2 Alimentador reciprocante o de plato	44
	3.3.3 Alimentador vibratorio con o sin rejilla (Grizzly) de precribado	45
	3.3.4 Otros tipos de alimentadores	47
	3.3.5 Selección de alimentadores	47
3.4	Equipo de lavado y desenlodadores	49
	3.4.1 Flautas de riego	49
	3.4.2 Desenlodadores	57
3.5	Transportadores de banda	59
3.6	Elevadores de cangilones	62
CAPITULO 4.	TENDENCIAS ACTUALES EN LA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION	63
CAPITULO 5.	EJEMPLO NUMERICO	82
CAPITULO 6.	SELECCION DE LOS ALIMENTADORES DE ROCA	91
	ANEXOS	94
	1. CAPACIDADES DE PRODUCCION	95
	2. CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO	98
	3. CAPACIDAD DE CRIBAS VIBRATORIAS	101
	4. SELECCION DE BANDAS TRANSPORTADORAS	104

1

1. AGREGADOS PETREOS

1.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

Los agregados pétreos son fragmentos duros y resistentes, libres de materiales contaminantes, conforme a las siguientes especificaciones granulométricas (materiales más utilizados en obras civiles).

1.1.1 Agregados para concretos hidráulicos

Generalmente se producen por vía húmeda, para evitar que con la presencia de finos, haya un consumo excesivo de cemento. Los tamaños utilizados, de acuerdo con normas de la ASTM son:

Arena:	1/4"	-	0
Grava # 1:	3/4"	-	1/4"
Grava # 2:	1 1/2"	-	3/4"
Grava # 3:	3"	-	1 1/2"
Grava # 4:	6"	-	3"

1.1.2 Agregados para caminos y aeropistas

Se producen por vía seca, por ser más económico y para producir los finos que le darán continuidad a la curva granulométrica indispensable en materiales para base y carpeta. Los tamaños recomendados son:

Material de sub-base	2"	--	0
Material de base:	1½"	-	0
Material de carpeta:	¾"	-	0
Material de sello:	⅜"	-	⅜"

1.1.3 Agregados para ferrocarriles

Se producen por vía seca por economía, los finos son desperdicio. Los tamaños recomendados son:

Balasto:	1½"	-	¾"
Balastino fino (screening):	¾"	-	¼"

Generalmente se da una tolerancia de + 5% tanto en sobretamaño como en subtamaño, existiendo normas estrictas para la composición granulométrica interna de las arenas para elaborar concretos hidráulicos (norma ASTM C33-61T), como sigue:

	Malla	Porcentaje de material que pasa
	¾"	100
# 4 (4.76 mm)		95 a 100
# 8 (2.38 mm)		80 a 100
# 16 (1.19 mm)		50 a 85
# 30 (0.595 mm)		25 a 60
# 50 (0.297 mm)		10 a 30
# 100 (0.149 mm)		2 a 10

1.2 OBTENCION DE LOS AGREGADOS

La materia prima (material en greña) para la producción de agregados pétreos, se obtiene de bancos de roca o de yacimientos de agregados naturales de río o de depósitos de aluvión, conglomerados, etc., fundamentalmente. En mucha menor proporción, de escorias de alto horno, así como de productos sintéticos provenientes de la cocción de horno rotatorio de materiales sílico-aluminosos.

Antes de obtener los agregados debemos conocer las características de la materia prima que como se mencionó generalmente es la roca.

1.2.1 Clasificación de las rocas

Las rocas se dividen en tres grandes categorías geológicas:

- a) Rocas ígneas (basaltos, granitos, riolitas, andesitas)
- b) Rocas sedimentarias (caliza, arenisca, dolomitas)
- c) Rocas metamórficas (esquistos, gneiss, mármol)

Rocas ígneas.- Son aquellas que se originan por el enfriamiento del magma proveniente del interior de la tierra.

Este enfriamiento puede ocurrir de una manera lenta dentro de la corteza terrestre, dando origen a rocas de granos gruesos conocidas como intrusivas (el granito es un ejemplo de ellas) o bien, de una forma rápida en contacto con la atmósfera, lo que da lugar a rocas de grano fino conocidas con el nombre de rocas extrusivas (como es el caso del basalto).

Por lo general las rocas ígneas son muy duras y abrasivas ya que tienen un gran contenido de sílice (SiO_2).

Rocas sedimentarias.- Son aquellas que provienen del arrastre y consolidación de fragmentos de rocas ígneas ocasionados por las acciones de los elementos naturales como viento, lluvia, glaciares, etc. Los conglomerados, areniscas, calizas, etc. son ejemplo de este tipo de rocas.

Rocas metamórficas.- Son rocas que por altas temperaturas y presiones cambiaron su textura y propiedades físicas aún cuando las químicas no lo hicieron; pertenecen a este grupo: esquistos, mármol, gneiss, etc.

Los tres tipos de roca anteriormente descritos están formados por los mismos minerales, de tal manera que entre ellas se forma un ciclo, llamado "ciclo de las rocas" (Fig. 1).

1.2.2 Características que influyen en la selección del equipo de trituración.

Para poder seleccionar adecuadamente el equipo de trituración es necesario conocer las propiedades de las rocas que podrían afectar al equipo, éstas son principalmente dos: el grado de dureza generalmente dado por la escala de Mohs, tabla 1 y el grado de abrasividad, medido por el porcentaje de sílice. Si contiene más del 6% la roca es abrasiva y esto puede ser perjudicial para cierto tipo de equipo.

1.2.3 Extracción

La extracción de las rocas a cielo abierto, tiene dos series de operaciones:

- a) Trabajos preparatorios

Antes de proceder a la extracción del material, es necesario re

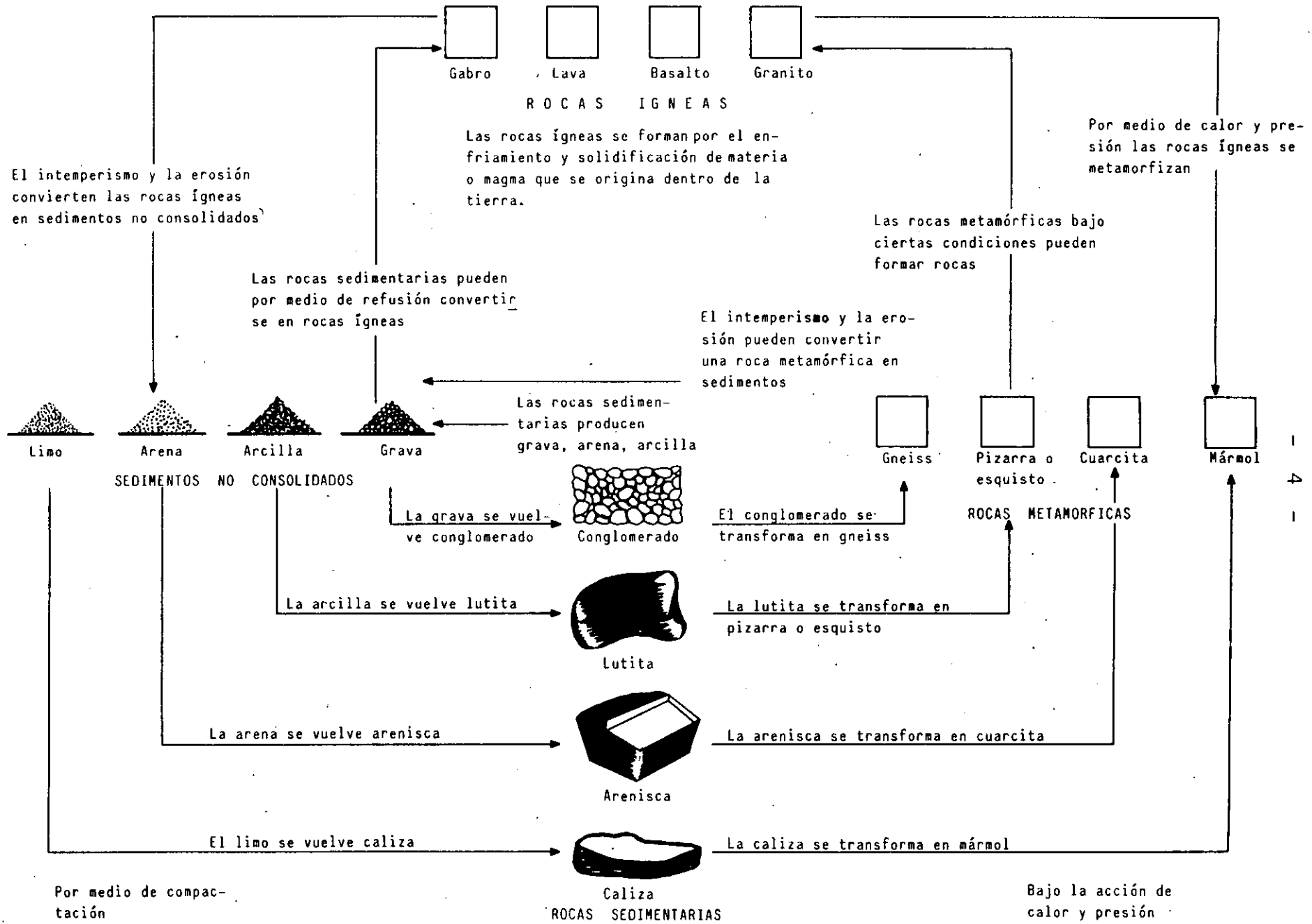


FIG. 1 CICLO DE LAS ROCAS

ESCALA DE MOHS

Dureza	Ejemplo
1	Talco, bauxita, grafito
2	Yeso, mica, caolinita
3	Calcita, mármol, pizarra
4	Fluorita, granito, areniscas.
5	Apatita, esquistos, hematita
6	Olivino, feldespato, calcedonia
7	Cuarzo, basalto
8	Topacio, circón
9	Corindón, serpentina, rubí
10	Diamante.

TABLA 1.

tirar los terrenos constituídos de tierra vegetal, tepetate, limos y arcillas, etc., realizando las operaciones de despalme y desenraice con escrepas, tractores, arados, etc., hasta dejar abierta a la pederera con su frente de ataque en uno o varios pisos, con las terrazas respectivas para permitir la evolución de las máquinas de perforación, del equipo de carga y del equipo de evacuación del material extraído.

b) Extracción propiamente dicha

La extracción puede realizarse manualmente (en desuso), por medios mecánicos y por explosivos.

Los materiales suaves (pizarra, calizas blandas, lignito, etc.), se extraen por medio de equipos análogos a los empleados para las operaciones de despalme.

El caso más general, es la extracción por medio de explosivos, con los cuales se dislocan los bancos de roca y se obtiene una fragmentación en bloques de un tamaño tal, que se permite su manejo con los medios de carga y de transporte disponibles, así como su entrada a la boca de la quebradora primaria.

En muchas ocasiones, a pesar de las precauciones tomadas en las voladuras masivas de los bancos de roca, un porcentaje medio del 20% al 30% de bloques, son demasiado grandes para manejarse con los medios de que se dispone. Es necesario una reducción secundaria de dichos bloques por medio de dinamita (barrenación secundaria o plastas) o por medios mecánicos (pilón o "drop-ball").

La carga se realiza por cargadores frontales sobre neumáticos o sobre orugas y por palas mecánicas y el transporte a la planta de trituración, por camiones de diversas capacidades. En caso de acarreos relativamente cortos, el cargador frontal sobre neumáticos, puede satisfactoriamente realizar la operación de transporte a la planta de trituración.

1.2.4 Pruebas para determinar las características de una roca

Para conocer las características de la roca que se piensa emplear, es necesario hacer algunas pruebas como son: Esfuerzo de compresión, gravedad específica, absorción, dureza de Dorry y de abrasión, a través de las pruebas Deval y Los Angeles, siendo esta última la más usual.

La prueba de Los Angeles evalúa la resistencia a la abrasión a partir del incremento en material fino que se produce al golpear los agregados con balas de acero dentro de un recipiente. La prueba se lleva a cabo de la siguiente manera:

Se carga un tambor como el que se muestra en la figura 2, con

5000 gr de material limpio y seco (A) cuya granulometría sea muy parecida o en su caso igual a la que se pretende utilizar.

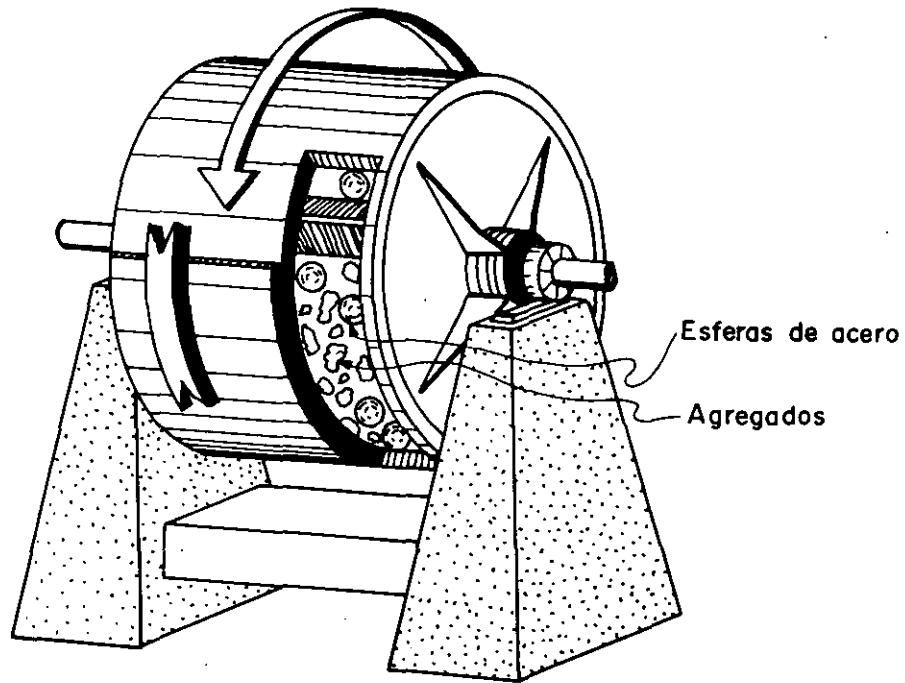


FIG. 2 TAMBOR PARA PRUEBA "LOS ANGELES"

A continuación, se coloca un peso normalizado de esferas de acero, las cuales habrán de actuar como carga abrasiva. El tambor se hace girar 500 veces a una velocidad de 30 a 33 R.P.M.; el agregado se saca y repasa por una criba del # 12, el material retenido se lava, se seca y se pesa (B) para calcular el porcentaje de desgaste.

$$\text{Porcentaje de desgaste} = \frac{A - B}{A} \times 100$$

Entre más bajo sea este coeficiente, más dura es la roca.

2

2. EQUIPO DE TRITURACION

2.1 GENERALIDADES

La preparación de los agregados tiene por objeto transformar el "Material en Greña" proveniente de la pedrera o de un banco de agregados naturales, y compuesto de elementos de todas dimensiones, desde bloques grandes hasta elementos finos e impurezas de arcilla y limo, en materiales limpios, clasificados en las categorías granulométricas requeridas.

Para realizar dichas operaciones, se cuenta con equipo de trituración propiamente dicho y equipo complementario, o sea aquellas máquinas que sin participar directamente en las operaciones de trituración, son indispensables para realizar los procesos necesarios en la transformación del material en greña o natural, a material útil que reúna ciertas especificaciones.

Por lo que respecta al equipo de trituración, desgraciadamente hasta la fecha no se ha diseñado una máquina universal que en un solo paso o etapa, convierta el material natural en agregados útiles, sino que dicha transformación se deberá realizar en varios pasos o etapas de acuerdo con el material natural disponible y con las especificaciones que deban cumplirse,

Se describirán someramente los siguientes tipos de equipos:

Equipo de Trituración	1.- <u>Trituración Primaria</u> Greña a 10" - 4"	1.1.- Quebradoras de Quijadas 1.2.- Quebradoras Giratorias
	2.- <u>Trituración Secundaria</u> 12" - 4" a 3" - 1"	2.1.- Trituradoras de Cono "S" 2.2.- Trituradoras de Rodillo Doble 2.3.- Trituradoras de Impacto
	3.- <u>Trituración Terciaria</u> 3" - 1" a 3/4" - 1/4"	3.1.- Trituradoras de Cono "FC" 3.2.- Trituradoras de Rodillo Triple 3.3.- Trituradoras de Martillos
	4.- <u>Trituración Cuaternaria</u> ó <u>Molienda</u> 3/4" a 1/4" a menor de- 1/4"	4.1.- Trituradora de Conos "VFC" 4.2.- Molinos de Barras 4.3.- Molinos de Bolas 4.4.- Pulverizadoras





Equipo Complementario	5. Cribas vibratorias (horizontales e inclinadas)
	6. Alimentadores (de delantal, de plano o reciprocantes, vibratorios)
	7. Gusanos lavadores, ciclones, tanques clasificadores y tambores desenlodadores (scrubbers).
	8. Bandas transportadoras
	9. Elevadores de cangilones
10. Motores eléctricos y de combustión interna.	

2.2 CONCEPTOS BASICOS

2.2.1 Efectos mecánicos

Todas las máquinas de trituración tiene como común denominador la reducción de tamaño de un material pétreo; para ello se le aplican esfuerzos a la roca hasta provocar su ruptura o falla a través de efectos mecánicos como: impacto, desgaste, corte y compresión.

Las máquinas de trituración más utilizadas en las obras civiles, emplean los métodos mecánicos de reducción indicados en el siguiente cuadro:

QUEBRADORA	METODO DE REDUCCION			
	IMPACTO 	DESGASTE 	CORTE 	COMPRESION 
IMPACTO	■			
PULVERIZADOR	■			
MARTILLOS	■	■	■	
RODILLOS			■	■
GIRATORIAS	■			■
QUIJADAS	■			■
CONO	■			■

Para decidir cuál es el equipo de trituración apropiado para resolver un determinado problema de producción de agregados, es necesario tener en consideración tanto la naturaleza de la materia prima por procesar, como el trabajo idóneo para cada tipo de trituradora, para poder hacer una selección de equipo técnica y económicamente válida.

Dos de los conceptos básicos que definen el comportamiento y campo de aplicación de los diferentes tipos de quebradoras son: índice de reducción y coeficiente de forma.

2.2.2 Índice de reducción

Se define el índice de reducción de una máquina de trituración, a la relación:

$$I_R = \frac{D}{d}$$

entre el tamaño "D" del fragmento de roca a la entrada de la máquina y el tamaño "d" del producto de la trituración a la salida. Dicho índice de reducción varía con cada tipo de trituradora, de acuerdo con la mecánica de su construcción y con los métodos de reducción por ella utilizados (fig. 3).

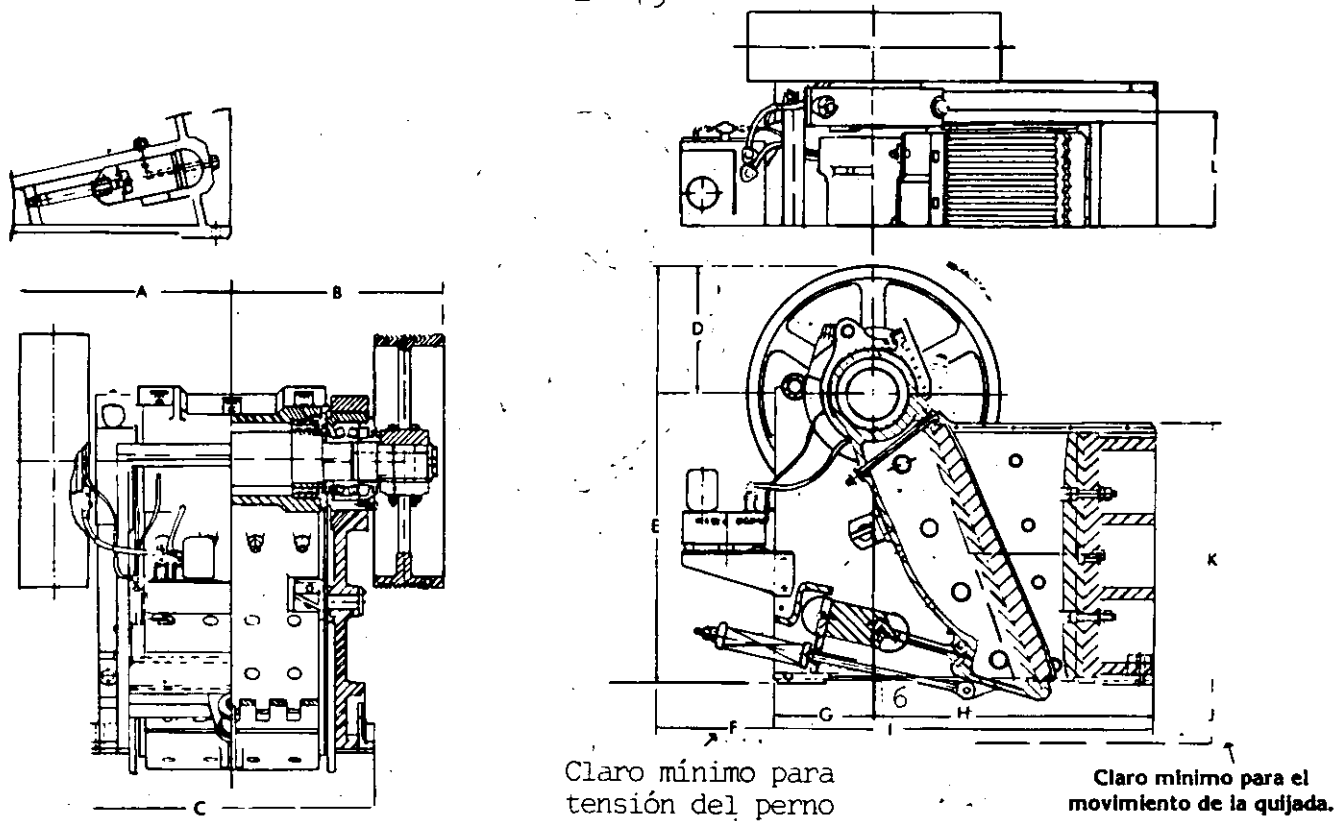


FIG. 6 CORTE ESQUEMATICO TRITURADORA DE QUIJADAS

Tanto la quijada móvil como la fija que está en el bastidor, están revestidas por las muelas o quijadas (5) que son piezas de desgaste intercambiables fabricadas de acero con 12% a 14% de manganeso. En las partes laterales de la cámara de trituración existen placas del mismo material de forma trapezoidal y triangular que periódicamente se sustituyen de acuerdo a la abrasión del material.

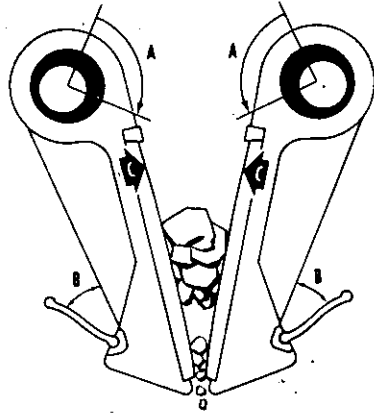
En la parte inferior de la quijada móvil existe un tirante (6) a base de una varilla que en su parte de apoyo al bastidor tiene un resorte para asegurar el retroceso adecuado de la máquina.

En el apoyo del togle se pueden quitar y poner libremente calzas o lanas de placa metálica de diversos calibres, si se quiere aumentar o reducir la abertura de salida (7).

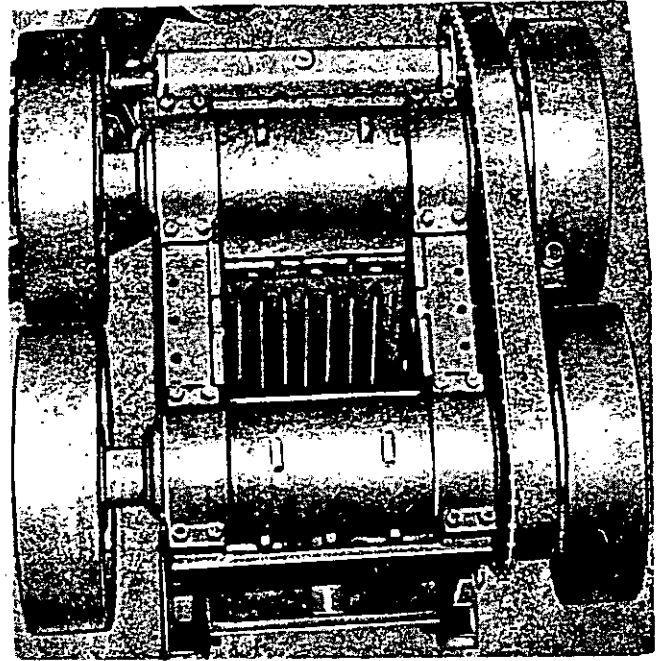
En la parte superior se encuentra la boca de entrada del material (8) y la flecha o eje excéntrico (2) que describe un movimiento de rotación, el cual provoca que el extremo superior de la Biela sufra un movimiento circular, mientras que el extremo inferior, describe también un arco de círculo, haciendo que la quijada tome de esta forma un movimiento complejo. El material es triturado por la compresión y el impacto que las quijadas le aplican hasta llegar al tamaño de salida.

La quebradora de quijadas, es una máquina que se diseñó a principios del siglo XX y que en realidad ha sufrido pocos cambios, pudiéndose señalar entre ellos la lubricación automática a base de aceites y la regulación hidráulica de la abertura de salida.

En algún tiempo se utilizaron las quebradoras de quijadas gemelas (Fig. 7) móviles, pero hoy prácticamente han quedado en desuso debido a su alto costo de adquisición y de operación así como la de doble Togle o Blake (Fig. 8). Existen también las tipo Dodge y de percusión que se usan exclusivamente para pruebas de laboratorio.



(a)



(b)

Fig. 7. Quebradora de Doble Quijada Móvil.

a).- Corte esquemático.

b).- Vista exterior.

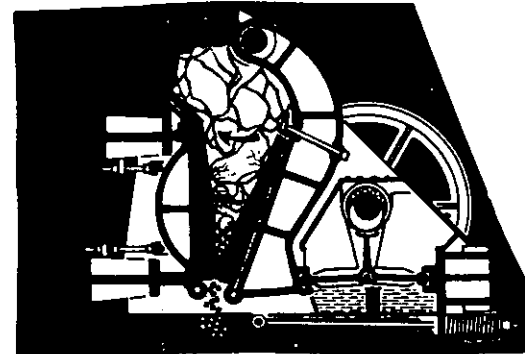
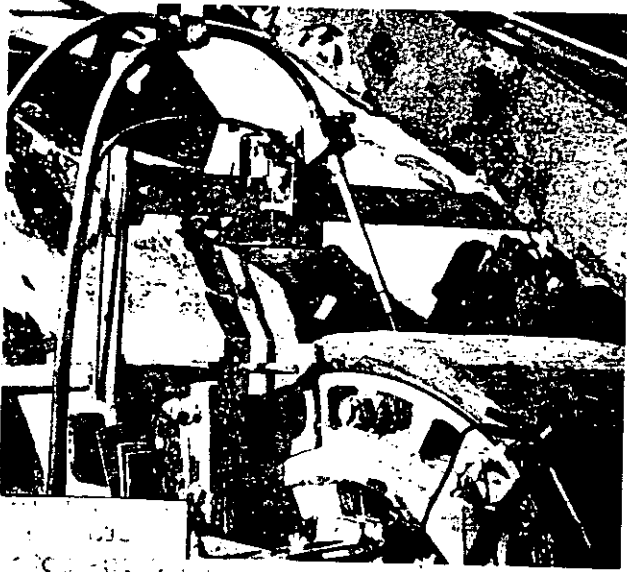
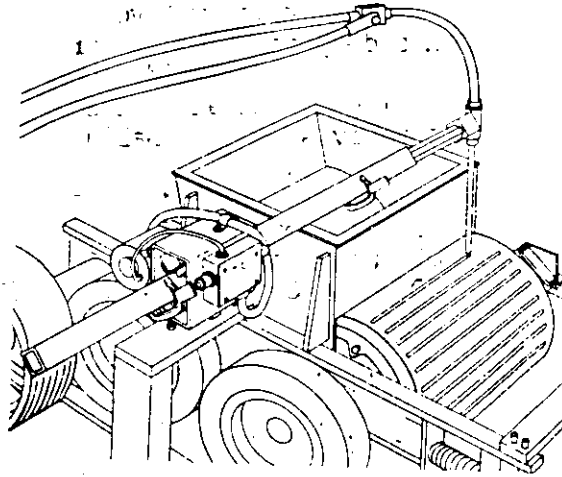


Fig. 8. Quebradora de Quijadas tipo Blake "Doble Togle" o "Doble Biela"

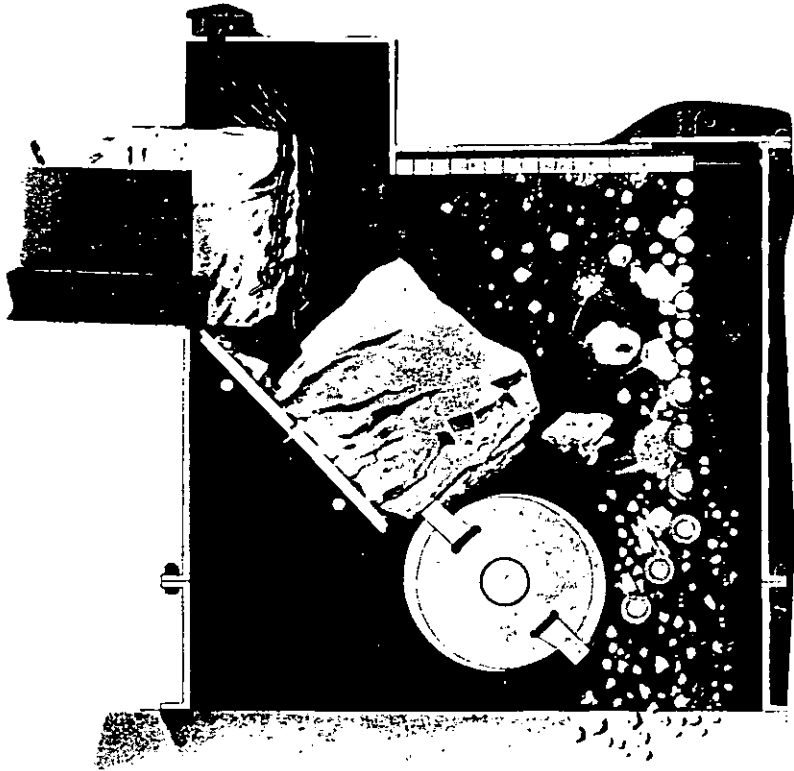


A) VISTA EXTERIOR

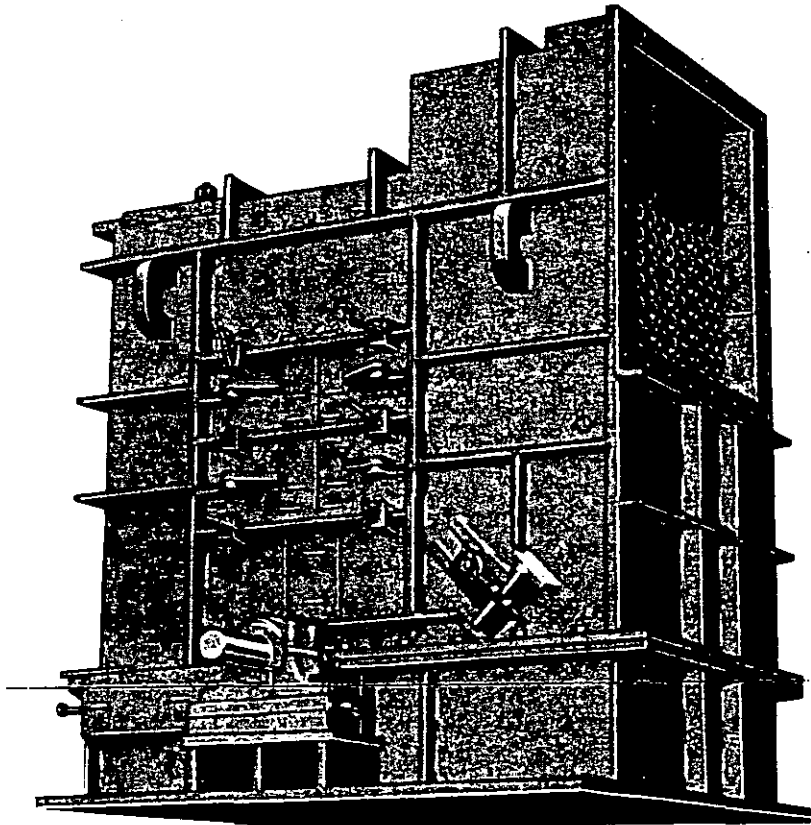


b) ESQUEMA DE APLICACION

FIG. 12. VISTA GENERAL Y ESQUEMA ILUSTRATIVO DE LA APLICACION CON EQUIPO AUTOMATICO, DE SOLDADURA RESISTENTE A LA ABRASION, PARA COMPENSAR EL DESGASTE SUFRIDO POR LAS SUPERFICIES CILINDRICAS DE UNA TRITURADORA DE RODILLO DOBLE.



(a) CORTE ESQUEMATICO



(b) VISTA EXTERIOR

FIG. 13 TRITURADORA DE IMPACTO DE SIMPLE ROTOR

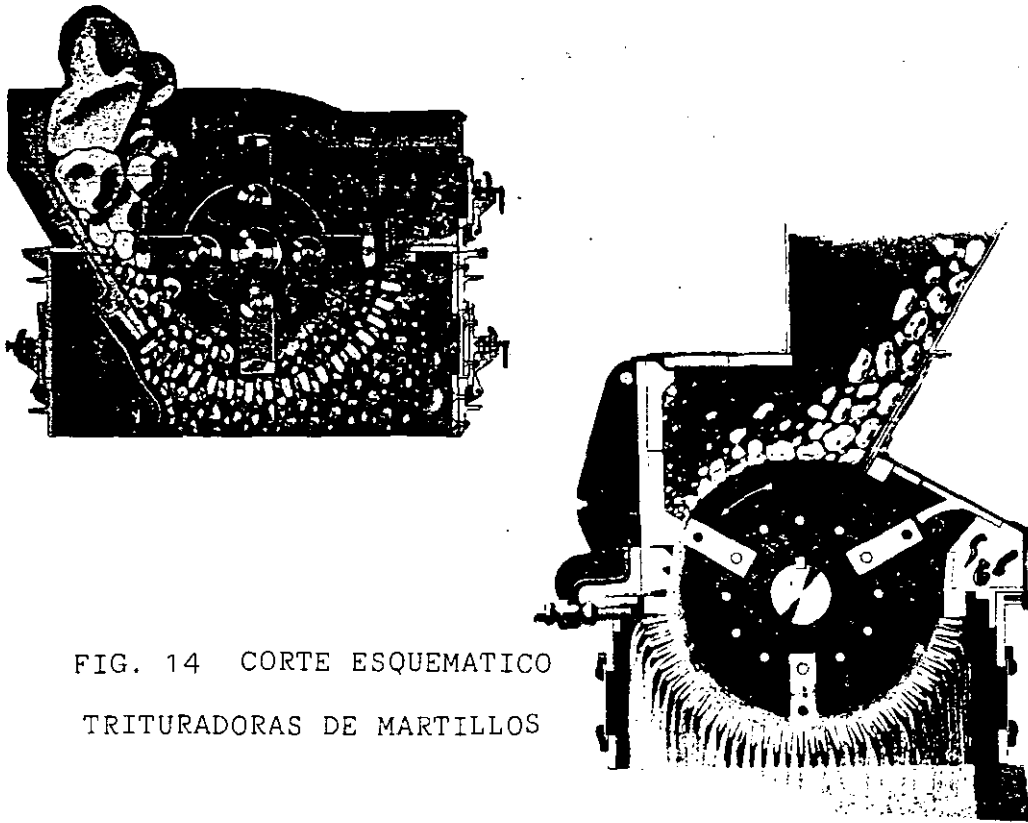


FIG. 14 CORTE ESQUEMATICO
TRITURADORAS DE MARTILLOS

2.4. 3 Trituradoras de Cono

Las trituradoras de cono (Fig. 15) son las más utilizadas en lo que respecta a trituración secundaria. Su fabricación y la constitución de sus principales componentes son semejantes a los de las quebradoras giratorias ya descritas. La diferencia principal es que la flecha (1) en que se apoya el pilón o cabeza (2) no cuelga, sino está sostenida en la parte inferior, donde se localiza el mecanismo excéntrico (3) que se acciona a través de una flecha horizontal (4) que trae la energía del motor (5) y a base de un piñón (6) y corona dentada (7) produce un movimiento de campaneo para realizar los efectos de impacto y compresión.

En estas máquinas se puede apreciar que tanto el bastidor como el cono cabeza están contruidos de acero fundido, aún cuando últimamente ha habido diseños de placa soldada, tanto el tazón que es fijo (8) y la nuez o cono móvil están recubiertas por acero al manganeso (9). Son piezas de desgaste que deberán sustituirse periódicamente de acuerdo con la abrasividad del material.

El dispositivo de seguridad contra los productos no triturables está constituido por una serie de resortes perimetrales (Fig. 16).

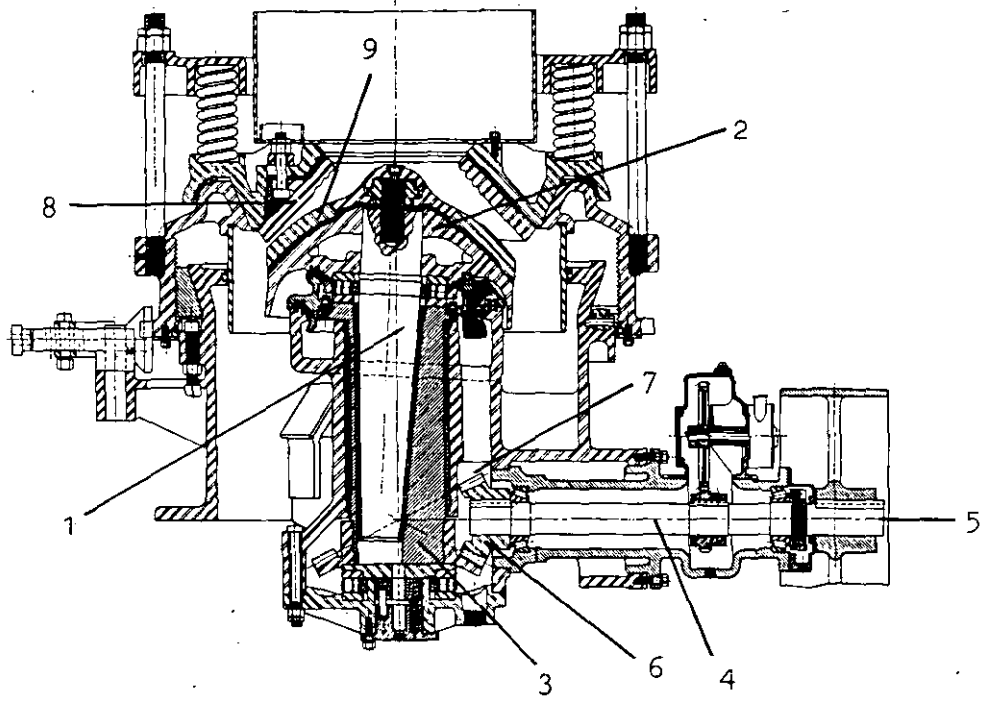


FIG. 15 CORTE ESQUEMATICO TRITURADORAS DE CONOS

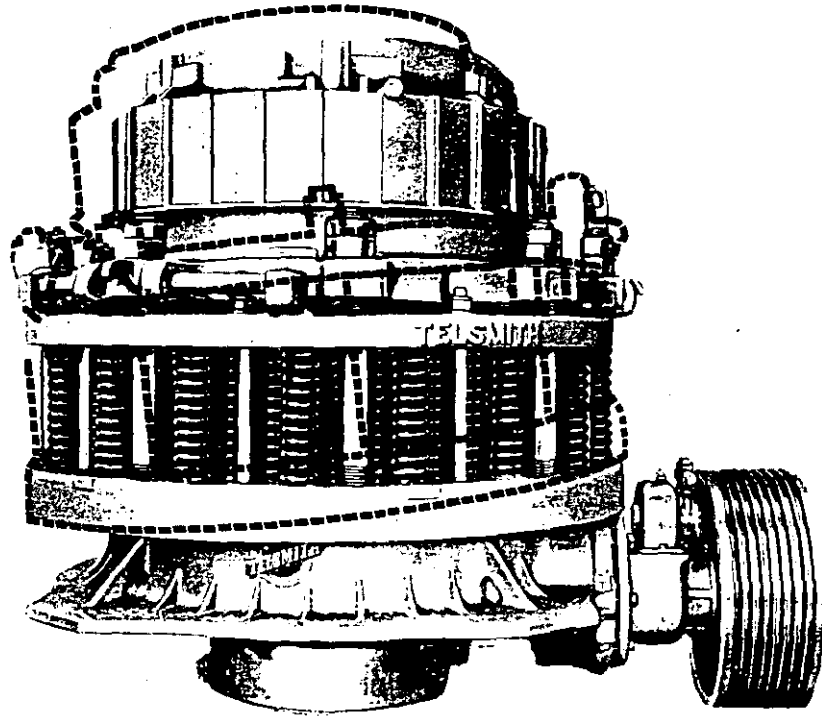


FIG. 16 ACCIONAMIENTO DE LOS RESORTES PERIMETRALES DE SEGURIDAD

Este tipo de máquinas son muy eficientes ya que tienen un alto índice de reducción que puede llegar hasta 10 a 1; sus dimensiones son compactas lo cual las hace prácticas para su instalación en grupos móviles de trituración y sus costos de mantenimiento muy bajos, por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

La regulación del tamaño se logra subiendo o bajando el anillo cóncavo y generalmente puede procesar cualquier tipo de material por duro y abrasivo que sea.

La designación de este equipo es según el diámetro inferior del pilón expresado en pulgadas, siendo las más comunes 24", 36", 48" y 66".

Las trituradoras de cono más utilizadas en México son las de la marca Telesmith donde se conocen como giroesferas, así como las marcas Symmons-Rexnord, Allis-Chalmers, etc.

Los constructores de caminos empezaron a utilizar, en unidades portátiles, el tamaño de 36", que es una máquina aproximadamente de 11,000 kilogramos de peso, con una producción de 80 toneladas a una abertura de salida de 1" (para producir material de $1\frac{1}{2}$ "). Posteriormente los grandes volúmenes de materiales requeridos en los nuevos proyectos de autopistas, obligaron a utilizar los tamaños de 48", máquinas de 22,000 kilogramos de peso y producciones del orden de 170 toneladas por hora de materiales de $1\frac{1}{2}$ " y hoy en día ya los tamaños de 66" (Fig. 17), máquinas con peso de 42,000 kilogramos y producción de 275 toneladas por hora de material de base, tienen bastante demanda entre los grandes contratistas de caminos.

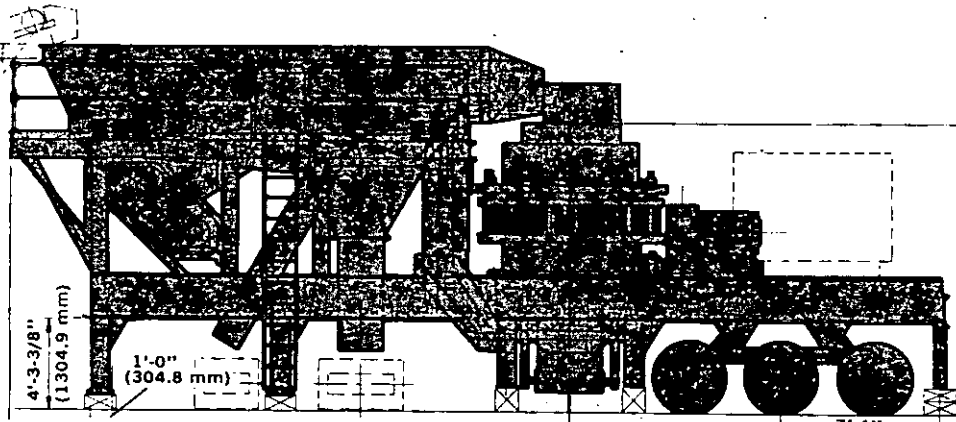


FIG. 17 USO DE LAS TRITURADORAS DE CONO EN LA CONSTRUCCION DE CAMINOS, (PLANTAS PORTATILES O GRUPOS MOVILES DE TRITURACION)

El material producto de la trituración secundaria puede ser utilizado como agregado para la producción de concretos hidráulicos y en la construcción de bases y sub-base de caminos y aeropistas, sin embargo en muchas ocasiones, como en el caso de la producción de concreto asfáltico y material de sello para carpetas, es necesaria la presencia de material aún más fino, para ello es necesaria la trituración terciaria, que se encarga de reducir el material de $3/4"$ a $1\frac{1}{2}"$ producto de la trituración secundaria a tamaños de $1/4"$ a $3/4"$, para esta etapa se usan las mismas máquinas descritas anteriormente en la secundaria, es decir las trituradoras de cono, de rodillos y de impacto.

Las trituradoras de cono se fabrican en modelos especiales para cumplir las etapas secundaria, terciaria y cuaternaria de reducción, modelos que si bien desde el exterior presentan prácticamente el mismo aspecto (figura 18), la geometría de sus cámaras de trituración tiene grandes diferencias, según se trate de una trituradora secundaria (figura 19), terciaria (figura 20) o cuaternaria (figura 21), siendo lógicamente las máquinas que se pueden cerrar a menor dimensión para producir material más pequeño, las que admiten menor tamaño de piedra a la entrada. Para la trituración terciaria estas máquinas se designan por Telsmith como FC (Fine Crushing) y en la Symmons como Short-head (cabeza corta).

En lo que respecta a las otras trituradoras generalmente se utiliza la de rodillo triple, las de impacto y de martillo conservan las mismas características que en la trituración secundaria pero con menores dimensiones tanto en la abertura de admisión así como del rotor.

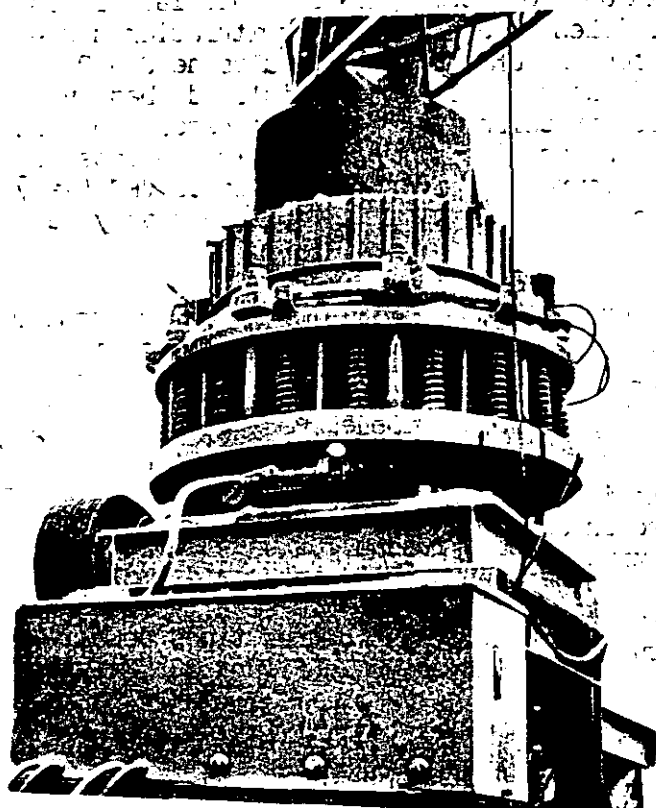
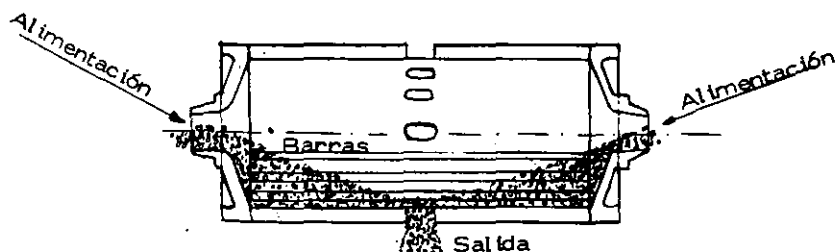
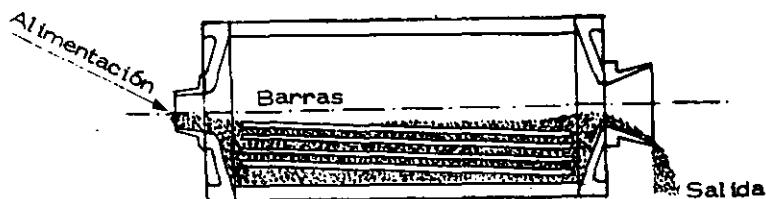


FIG. 18 ASPECTO EXTERIOR
TRITURADORAS DE CONO

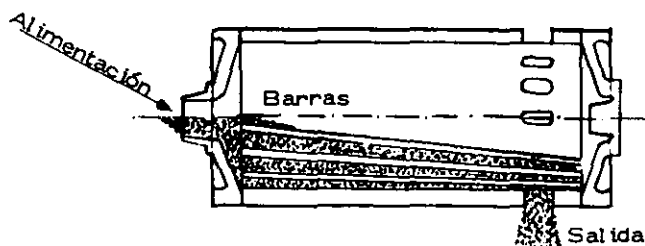
también los molinos de bolas que trabajan con el mismo principio que los anteriores, contando con los mismos elementos, pero en lugar de barras se utilizan esferas de diversos diámetros de acuerdo a la finura del material que se requiere.



Con doble entrada axial y salida periférica por la parte media. Finuras hasta malla # 4



Con entrada y salida axiales. Se obtienen finuras hasta malla # 50



Con entrada axial y salida periférica por un extremo. Finuras hasta malla # 20

FIG. 22 DIFERENTES TIPOS DE ALIMENTACION Y DESCARGA EN MOLINOS DE BARRAS.

3

3. EQUIPO COMPLEMENTARIO

Como se indicó anteriormente, el equipo complementario no actúa directamente en el triturado de una roca, sino que ayuda de una u otra manera a transportar, depositar, distribuir y clasificar el material, existiendo un equipo idóneo para cada una de estas actividades. De igual forma que con el equipo de trituración, es necesario seleccionar el equipo complementario más adecuado, considerando las condiciones tanto del material como de la obra; para ello es necesario conocer las características específicas del equipo disponible.

En este capítulo se describen los equipos complementarios más utilizados, así como sus diferentes variantes.

3.1. TOLVAS

La tolva es el componente de la planta donde el material se deposita por la parte superior y se extrae por la parte inferior.

La fig. 23 muestra en forma esquemática una tolva tipo.

b) Una forma muy recomendable para evitar el desgaste es provocar que el material, ya sea roca o agregado, se deslice sobre el mismo material. Esto se logra con un achatamiento en la parte posterior de la tolva, el cual deberá formar un ángulo α con respecto a la horizontal. Este ángulo debe ser ligeramente menor al ángulo de reposo del material γ , de tal manera que se provoque un acumulamiento de material, sobre el cual deslizará todo material depositado, posterior a éste, provocando impacto y fricción en la misma roca o agregado, evitando así el desgaste de la tolva. Fig. 28.

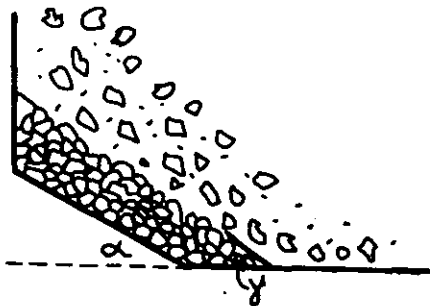
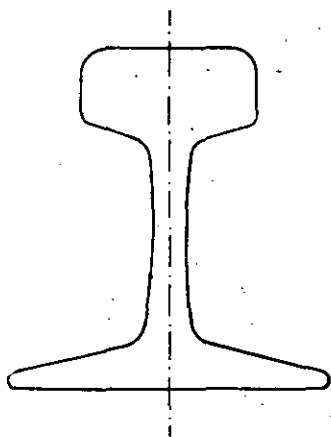


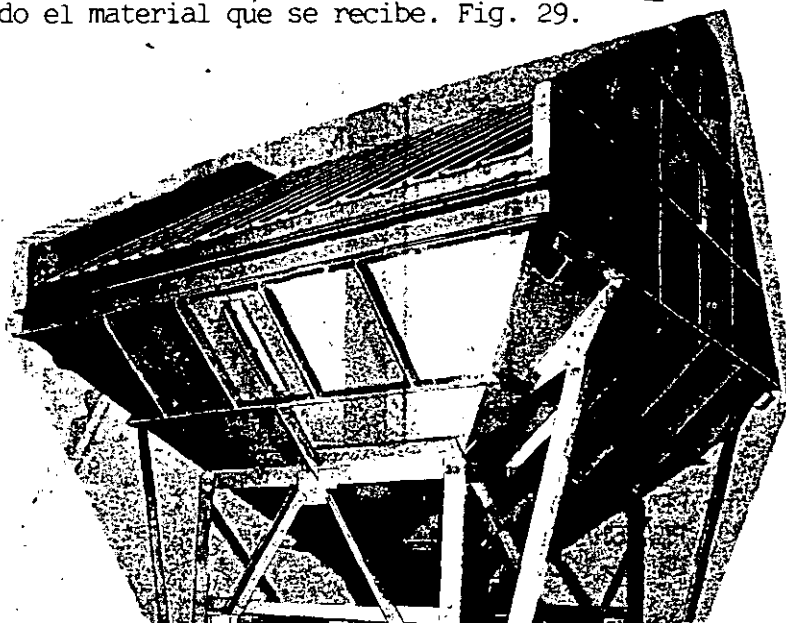
FIG. 28 DISPOSITIVO DE UNA -
TOLVA PARA EVITAR -
DESGASTE

Las dimensiones de las tolvas deben de ser acordes con la cantidad de material que se va a manejar; regimen de alimentación de la cantera y regimen de salida.

Las tolvas tienen en la parte superior rieles que impiden que el material caiga bruscamente sobre las bandas ó quebradoras según sea el caso, estos rieles cuentan asimismo con una protección contra fricción y desgaste, precribando el material que se recibe. Fig. 29.



a) DETALLE



b) CONJUNTO

FIG. 29 RIELES DE PROTECCION Y PRE-CRIBADO EN LA
PARTE SUPERIOR DE LAS TOLVAS DE RECEPCION

3.2 CRIBAS

En toda planta de producción de agregados es necesario clasificar el material; ésto se hace mediante el cribado, que además ayuda a dirigir, separar y controlar el material a través de todo el proceso de trituración.

Los principales objetivos del cribado son:

- 1) Clasificación del producto por tamaños.
- 2) Separación de los agregados que no tengan el tamaño adecuado.
- 3) Separación de los agregados finos que no necesiten más trituración.

El pre-cribado durante la etapa primaria de trituración, se lleva a cabo separando aquel material de un tamaño susceptible de usarse sin necesidad de trituración, reduciendo así la carga total de la quebradora y aumentando la capacidad total de la planta.

Durante las etapas secundaria y terciaria el cribado se realiza por la misma razón que en la etapa primaria, así como para separar los agregados mayores al tamaño máximo aceptado y regresarlos nuevamente al proceso de trituración. En estas etapas es importante el cribado ya que clasifica los tamaños del agregados ya producido.

Los pisos de clasificación son mallas cuadradas formadas por alambres entretrejididos o bien por placas con perforaciones de diferentes aberturas de acuerdo al tamaño requerido, las más usuales en base a las especificaciones son las siguientes:

1. ESTADOS UNIDOS: NORMA A.S.T.M.

DESIGNACION DE MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
3"	76
1½"	38
¾"	19
¼"	6.3
# 4	4.76
# 8	2.38
# 16	1.19
# 30	0.59
# 50	0.297
#100	0.149
#200	0.074
#400	0.037

2. FRANCIA: NORMA AFNOR NF-XII-501

DESIGNACION DE LA MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
50	50
20	20
15	15
10	10
5	5
Módulo 37	4
35	2.5
32	1.25
28	0.50
25	0.25
22	0.125
20	0.080
17	0.040

3. INGLATERRA: NORMA BSA-410

DESIGNACION DE LA MALLA	CLARO ENTRE MALLAS (mm)
3"	76
1½"	38
¾"	19
¼"	6.3
# 5	3.35
#10	1.67
#22	0.699
#44	0.353
#85	0.178
#100	0.172
#200	0.076
#300	0.053

En México se utilizan las normas de la SCT, SARH, CFE, etc., basadas en las de la A.S.T.M.

Las cribas se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Cribas vibratorias inclinadas.
2. Cribas horizontales vibratorias.
3. Cribas giratorias (trommels).

3.2.1 Cribas vibratorias inclinadas

Este tipo de cribas tienen un plano inclinado para poder recibir el material. La vibración se provoca mediante un excéntrico simple, que gira en torno a un eje perpendicular al plano de la criba, la vibración hace que el material avance hacia abajo (fig. 30) sobre el plano inclinado de la misma. Estas cribas se utilizan generalmente en plantas fijas.

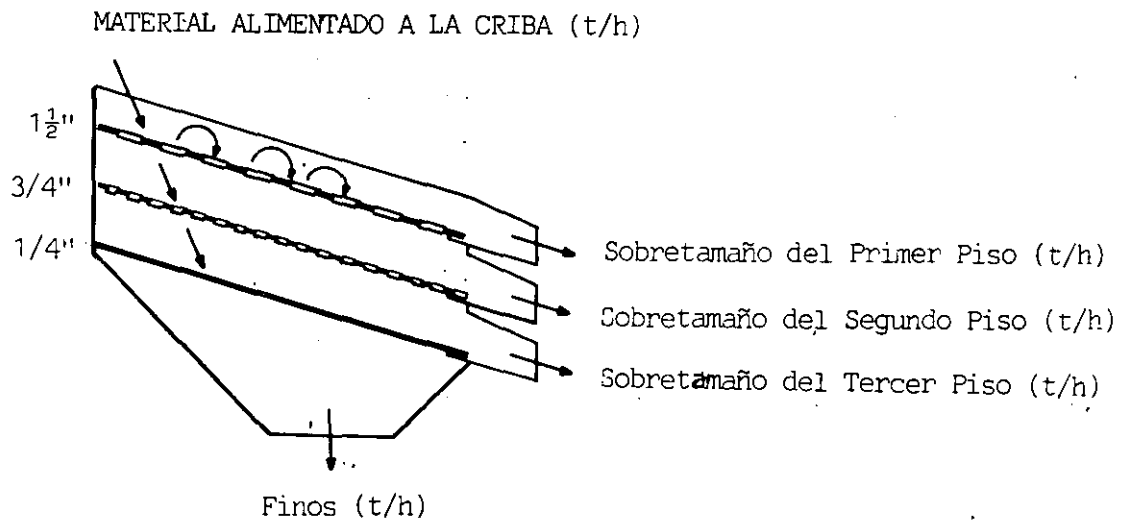


FIG. 30 CORTE ESQUEMATICO CRIBA VIBRATORIA INCLINADA DE TRES PISOS

La criba está dispuesta de amortiguadores que aíslan el bastidor que las soporta, de la vibración. Los tamaños más utilizados hablando de ancho por longitud de la superficie de cribado son:

3' 6', 3' x 8', 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 8', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 7' x 16', 7' x 18', 7' x 20', 8' x 18', 8' x 20', 8' x 22', 8' x 24', en sus versiones de uno, dos y tres pisos (fig. 31).

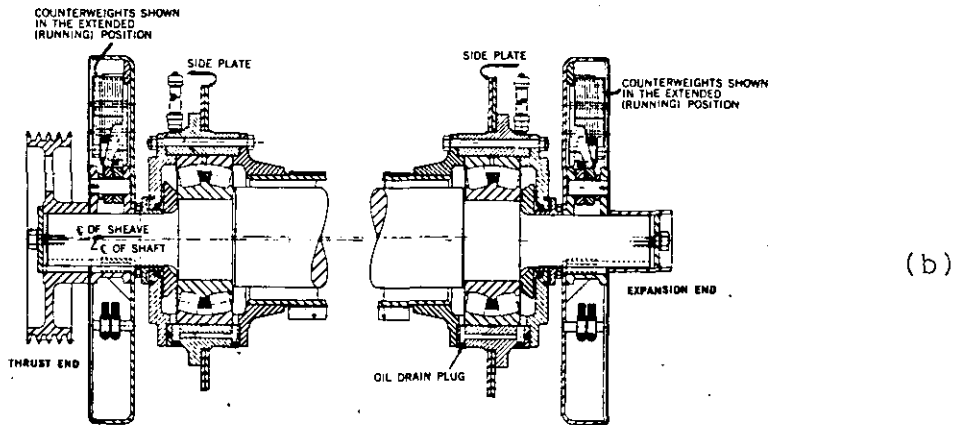
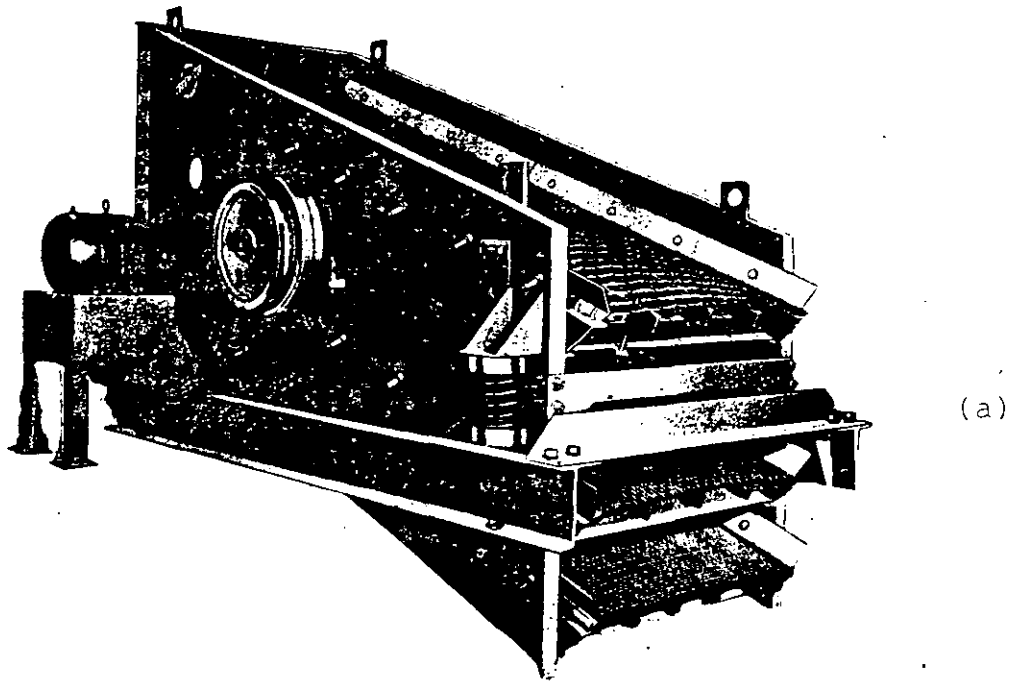


FIG. 31

- a) VISTA EXTERIOR DE UNA CRIBA VIBRATORIA INCLINADA DE TRES PISOS
- b) EXCENTRICO SIMPLE PARA CRIBA VIBRATORIA INCLINADA

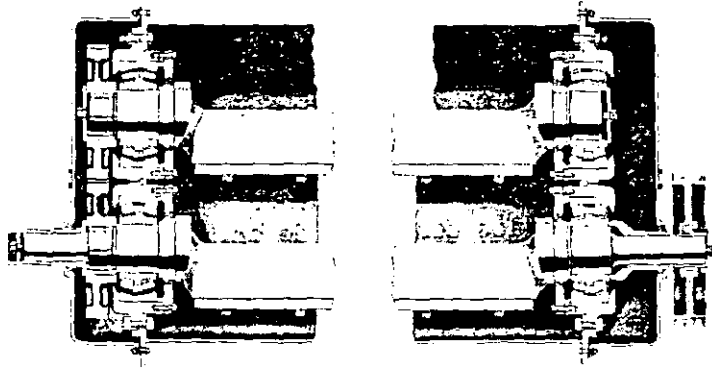
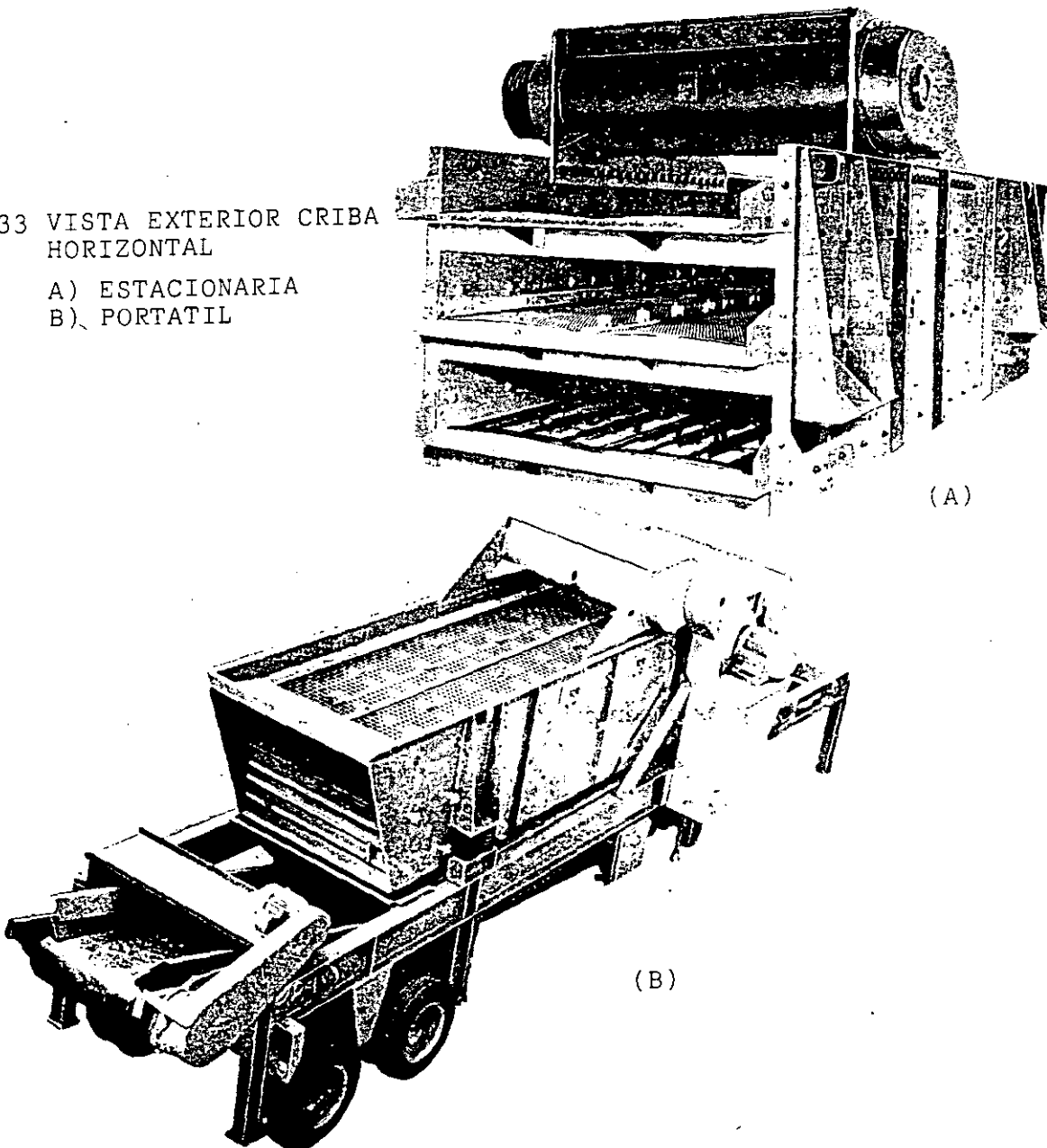


FIG. 32

DOBLE EXCENTRICO EN
CRIBA HORIZONTAL

FIG. 33 VISTA EXTERIOR CRIBA
HORIZONTAL

- A) ESTACIONARIA
- B) PORTATIL



(A)

(B)

3.2.2 Criba horizontal

Esta criba es similar a la vibratoria inclinada, la única diferencia es que tiene doble excéntrico como el que se muestra en la figura 32. En la Fig. 33 se muestra una criba de este tipo.

Con cualquiera de los dos tipos de criba descritos, horizontal e inclinada se logran las mismas producciones y eficiencias, siendo estas últimas las más económicas por su excéntrico simple, pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación, que sus homólogas horizontales son aconsejables para equipar los grupos móviles siendo los tamaños más utilizados: 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 6' x 18', 6' x 20', en sus versiones de uno, dos y tres pisos.

3.2.3 Criba giratoria

Esta criba consiste en un tambor grande de paredes cilíndricas perforadas el cual gira lentamente sobre su eje longitudinal inclinado. El material que se introduce por el extremo superior del cilindro, se mueve por el interior del mismo hasta que pasa por las aberturas; en cuanto a la cantidad de material que maneja este tipo de cribas, depende de la velocidad de rotación y de la inclinación, figura 34. En la actualidad, por su baja eficiencia con relación a las Cribas Vibratorias, este tipo de máquinas está prácticamente en desuso.

3.2.4 Capacidad de las cribas Vibratorias

Existen una gran variedad de tablas para obtener la capacidad de las cribas (dependiendo del fabricante) en base a la siguiente expresión:

$$\text{Area en piés cuadrados} = \frac{\text{Alimentación} - \text{Sobretamaño}}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

Donde A, B, C, D, E y F son factores que dependen de las características de las cribas y del material. Estos factores se especifican en las tablas. Anexo III.

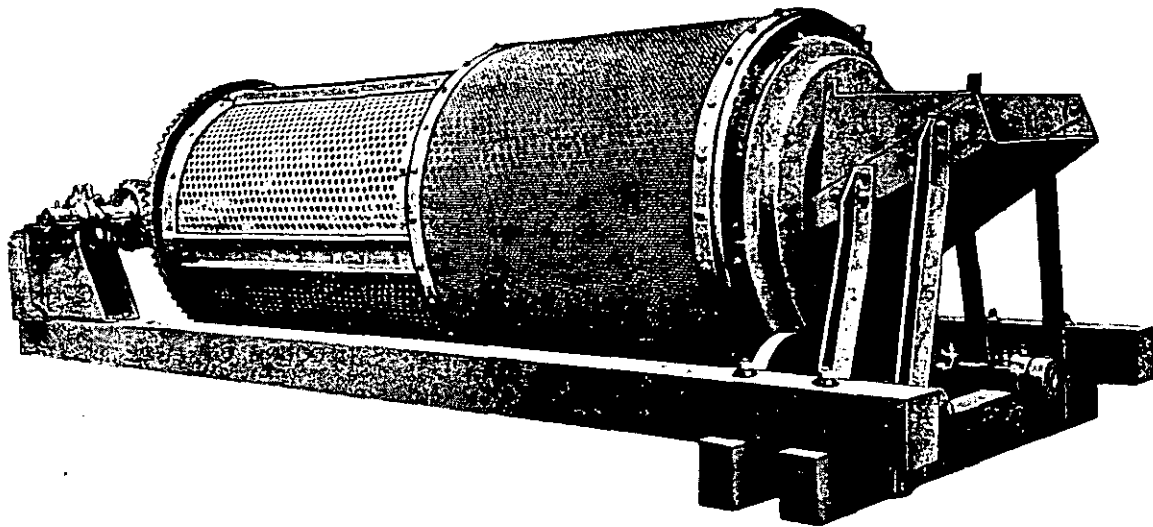


FIG. 34 VISTA GENERAL DE UNA CRIBA GIRATORIA (TROMMEL)

3.3 ALIMENTADORES

La alimentación del material en greña puede realizarse directamente en la boca de una trituradora, pero generalmente se hace por medio de tolvas en cuya parte inferior se encuentran los alimentadores, con o sin dispositivo de precibado, que conducirán el material hacia la quebradora.

Los principales propósitos de los alimentadores son:

1. Introducir el material a la planta de trituración.
2. Alimentarla uniforme, continuamente y sin fluctuación.
3. Proporcionar la cantidad requerida de material.
4. Recibir el material.
5. Adecuación de sus dimensiones a las condiciones y naturaleza de la alimentación.

Existen varios tipos de alimentadores, los más conocidos son:

Alimentador de mandil o de tablero metálico

Alimentador reciprocante o de plato.

Alimentador vibratorio con o sin rejilla (Grizzly) de precibado.

Alimentador de banda.

3.3.1 Alimentadores de mandil o tablero metálico (Apron Feeders)

Este alimentador está compuesto de paletas metálicas continuas que forman una especie de banda, la cual se mueve a una velocidad relativamente lenta (3 a 10 m/min.), accionado por un sistema de motor eléctrico, reductor, catarinas y cadenas; las paletas de acero forjado y la sobreposición de estas proveen al alimentador de un sistema de autolimpieza, por lo que está acondicionado para manejar material contaminado de arcilla; este tipo de equipo se recomienda para instalaciones de alta producción, donde se manejan grandes bloques de roca, en especial en plantas mineras y cementeras.

La alimentación que proporciona es continua y uniforme, pudiendo ser regulada equipando el alimentador con controles de velocidad.

Este equipo se puede encontrar en muy diversas dimensiones, siendo los anchos más utilizados:

24", 30", 36", 42", 48", 54", 60", 72" y 84" (Fig. 35)

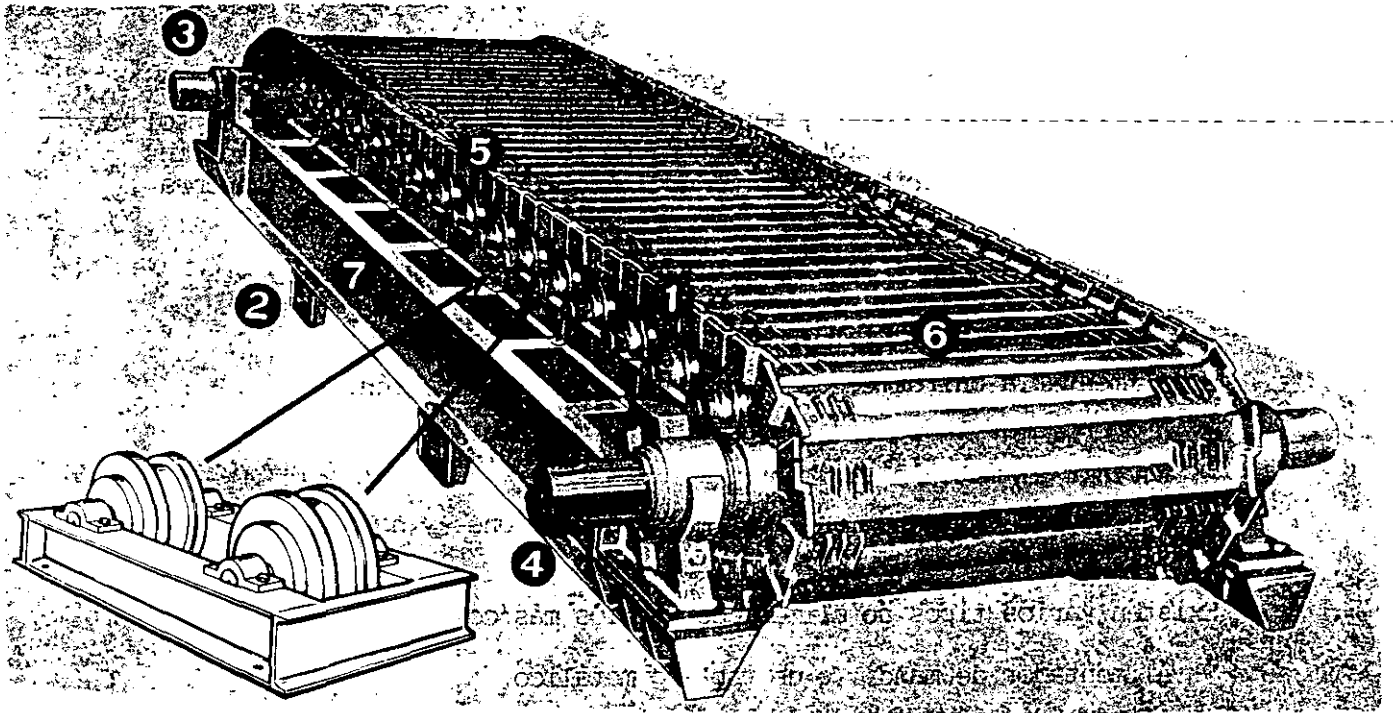


FIG. 35 ALIMENTADOR DE MANDIL O DE TABLERO METALICO (APRON FEEDER)

Tamaño mínimo del alimentador. Ancho x Longitud	Longitud máxima en pies	Capacidad en TPH para 25 PPM	H.P. REQUERIDOS PARA LAS LONGITUDES STANDAR.										Carga muy pesada. Mandil fabricado en fundición de acero al manganeso		Carga pesada. Mandil fabricado en placas de acero formadas	
			6'	9'	12'	15'	18'	21'	24'	27'	30'	Peso del alimentador de long. mínima (Lbs).	Peso por pie adicional (Lbs).	Peso del alimentador de long. mínima (Lbs).	Peso por pie adicional (Lbs).	
24" x 6'	15'	150	1½	2	3	3	--	--	--	--	--			4565	465	
30" x 6'	18'	234	2	3	3	5	5	--	--	--	--			4975	500	
36" x 9'	21'	338	-	3	3	5	5	5	--	--	--	11215	780	9860	665	
42" x 9'	21'	459	-	5	5	7½	7½	10	--	--	--	11885	830	10365	695	
48" x 12'	27'	600	-	-	7½	7½	10	10	15	15	--	15605	865	13215	720	
54" x 12'	27'	759	-	-	10	10	15	15	15	20	--	17290	945	14740	770	
60" x 15'	30'	937	-	-	--	15	15	20	20	20	25	24250	1120	20650	910	
72" x 15'	30'	1350	-	-	--	15	20*	20*	20*	30*	30*	31470	1580	22790	1075	
84" x 18'	30'	1838	-	-	--	--	20	30*	30*	40*	40*	**	**	**	**	

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES DE MANDIL O DE TABLERO METALICO

*.- Potencia total con dos motores eléctricos

**.- Tamaño disponible únicamente en fundición de acero al carbón

3.3.2 Alimentador reciprocante o de plato (Plate Feeder)

Se compone de una placa metálica rectangular montada sobre rodillos, animada de un movimiento de vaivén ocasionado por una biela excéntrica, con la cual se puede controlar el regimen de la alimentación.

Estos alimentadores se usan por lo general en instalaciones pequeñas para el manejo de arenas y gravas, son relativamente económicos tanto en costo como en mantenimiento.

Los anchos más utilizados son:

16", 20", 24", 30", 36", 48", 60" y 72". (Fig. 36).

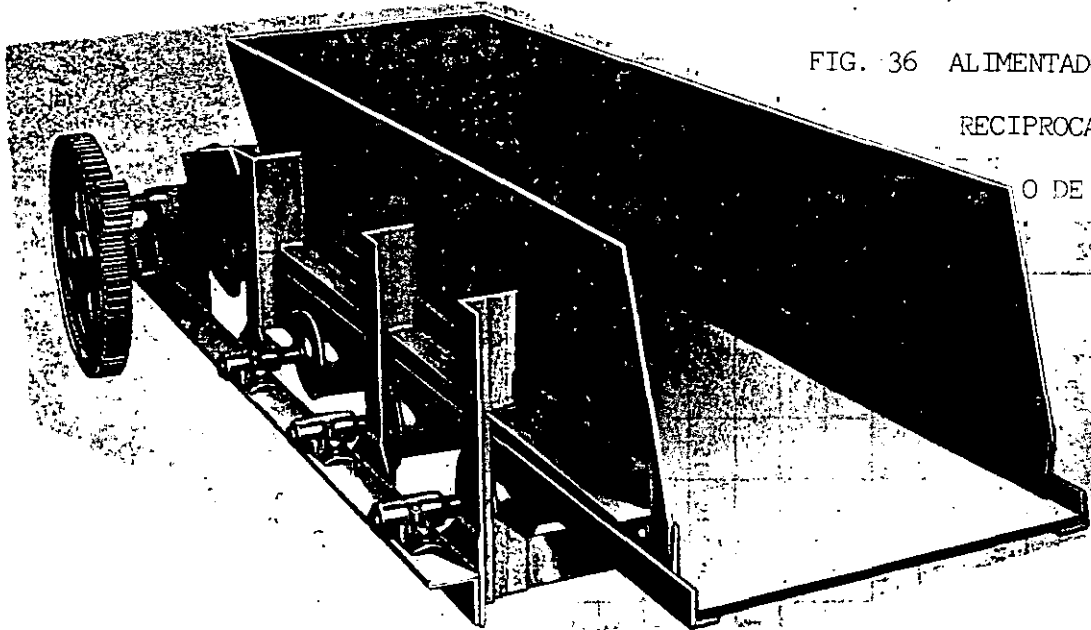


FIG. 36 ALIMENTADOR

RECIPROCANTE

O DE PLATO

Tamaño del Alimentador de Plato Estandar (ancho x long)	TRABAJO NORMAL				TRABAJO PESADO				
	16"x5'	20"x5'	24"x5'	*30"x5'-6"	*30"x5'-6"	36"x6'	*48"x7'	60"x8'	*72"x10'
Capacidad, en tons. por hora	15-60	25-100	35-140	55-220	55-220	75-300	150-600	240-960	280-1100
Ajuste de la carrera, en pulg.	2-6	2-6	2-6	2-6	2-6	3-8	3-8	3-8	3-8
Velocidad de la flecha excéntrica, en R.P.M.	50	50	50	50	50	40	40	40	30
Caballos de fuerza requeridos	1½	1½	2	3	5	7½	10	20	40
Peso de la unidad, en lbs.	1100	1150	1320	2180	3200	4100	6700	10000	16700
Peso del empaque de madera para exportarse, en lbs.	1250	1300	1500	2450	3600	4600	7500	11250	18000
Volumen, en pies ³	70	90	100	170	170	250	520	650	930

* Alimentadores con dos excéntricos

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES RECIPROCANTES DE PLATO

3.3.3 Alimentador vibratorio con o sin rejilla de precibado (Grizzly).

Este tipo de alimentador es el de mayor uso en la actualidad. Por medio de vibraciones a 45° con respecto a la horizontal, el material es conducido hacia adelante. El rango de alimentación puede ser controlado por un motor de velocidad variable y un control del mismo que regula la frecuencia de las vibraciones.

Se utilizan generalmente en instalaciones de mediana y elevada producción, para elaborar agregados pétreos para la industria de la construcción.

Las rejillas (Fig. 37) hacen una preclasificación del material enviando a la quebradora primaria únicamente el material que necesita de esta primera etapa de trituración. El material pequeño que pueda con tener la greña será almacenado o mandado a trituración secundaria o terciaria según sea el caso, evitándose así un desgaste innecesario del equipo, obteniéndose un mayor rendimiento en la producción. Los anchos más utilizados son: 36", 42", 48", 60" y 72" (Fig. 38).

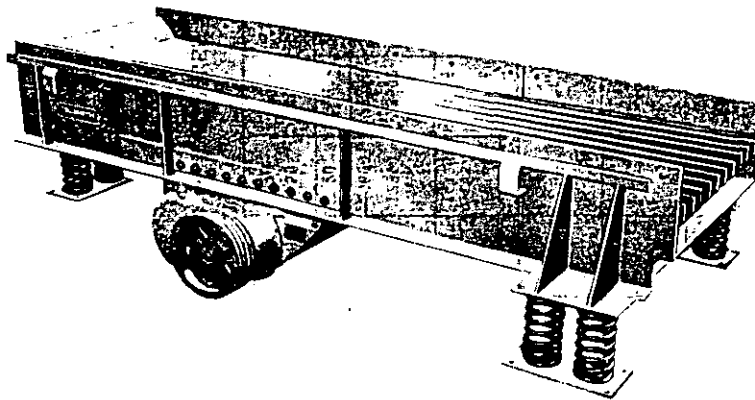


FIG. 37 ALIMENTADOR VIBRATORIO CON REJILLA DE PRECIBADO

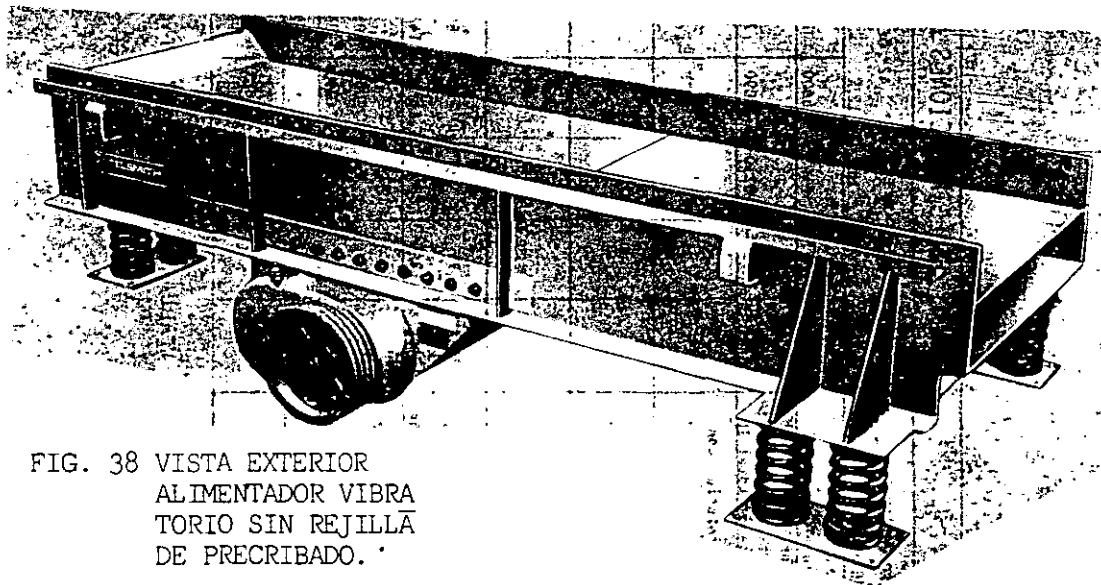


FIG. 38 VISTA EXTERIOR ALIMENTADOR VIBRATORIO SIN REJILLA DE PRECIBADO.

ESPECIFICACIONES Y CAPACIDADES DE LOS ALIMENTADORES GRIZZLY Y VIBRATORIOS																			
ANCHO ESTANDAR LONGITUD ESTANDAR	36" DE ANCHO			42" DE ANCHO			48" DE ANCHO					60" DE ANCHO				72" DE ANCHO			
	12'	14'	16'	12'	14'	16'	12'	14'	16'	18'	20'	16'	18'	20'	22'	16'	18'	20'	22'
Alimentador Vibratorio - Peso total lb	6375	6910	8145	6800	7390	8260	7345	7765	9340	19000	20400	19850	21350	22600	24300	22450	24750	24350	25850
Alimentador Grizzly vibra- torio con seccion de rejilla de 5'-peso total lb	6525	7005	8310	7090	7625	8550	7640	8015	9625	19350	20750	20300	21800	23050	24750	22900	24550	24750	26300
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 8' peso total lb	--	--	8900	--	--	9270	--	--	11420	--	--	21800	23200	--	--	23550	--	--	--
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 9' Peso total lb	--	--	--	--	--	--	--	--	--	19900	21650	--	22850	24700	--	--	25250	27000	--
Alimentador Grizzly vibratorio con Sección de rejilla de 10' Peso total lb	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	25300	--	--	--	28000
Extensiones fuera de la zona de carga - ancho	7' 6"	7' 6"	7' 6"	8' 0"	8' 0"	8' 0"	8' -6"	8' -6"	8' -6"	8' -6"	8' -6"	9' -6"	9' -6"	9' -6"	9' -6"	10' -5"	10' -5"	10' -5"	10' -5"
Dentro de la zona - ancho	13' 6"	13' 6"	13' 6"	14' 0"	14' 0"	14' 0"	14' -6"	14' -6"	14' -6"	14' -6"	14' -6"	15' -6"	15' -6"	15' -6"	15' -6"	16' -5"	16' -5"	16' -5"	16' -5"
Extens. fuera de la zona de carga - peso	8950	10200	11250	9050	10350	11400	12050	12850	13500	14250	15850	13650	14450	16050	16950	13900	14700	16400	17200
Dentro de la zona - peso	13850	15250	16350	14000	15400	16500	18800	20600	22250	26000	28250	24800	26400	29650	30550	26900	26950	30250	31100
Motor eléctrico - H.P.	15	15	20	15	20	20	20	20	25	30	30	30	30	40	40	40	40	50	50
Rango de capacidades en tons. por hora	325- 975	325- 975	325- 975	400- 1150	400- 1150	400- 1150	450- 1325	450- 1325	450- 1325	450- 1325	450- 1325	575- 1700	575- 1700	575- 1700	575- 1700	700- 2050	700- 2050	700- 2050	700- 2050

TABLA DE CAPACIDADES Y CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS ALIMENTADORES VIBRATORIOS

La rejilla que caracteriza este tipo de alimentador es conocido como grizzly. Este tipo de alimentador necesita menor mantenimiento que cualquier otro tipo. Se fabrica en anchos de 36", 42", 48", 60" y 72".

3.3.4 Otros tipos de alimentadores

Alimentador de banda

Este tipo de alimentador trabaja con el mismo principio que el de tipo mandil pero se utiliza para material de menores dimensiones. Tiene una compuerta en la parte superior que ayuda a controlar la alimentación (Fig. 39).

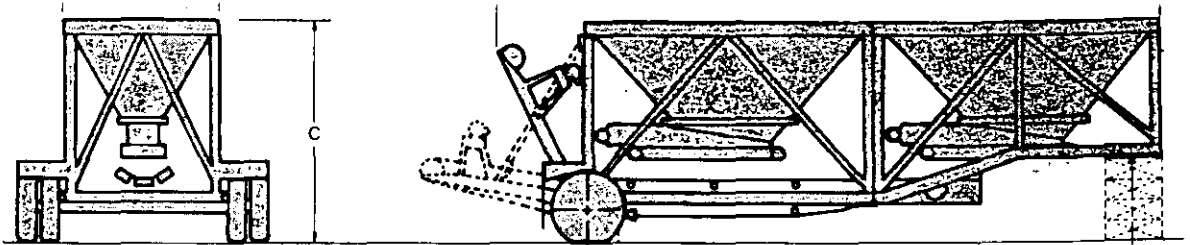


FIG. 39 TOLVAS EQUIPADAS CON ALIMENTADORES DE BANDA.

3.3.5 Selección de los alimentadores

Datos requeridos para seleccionar un Alimentador:

1. Toneladas por hora que deben ser manejadas, incluyendo alimentaciones máxima y mínima.
2. Peso volúmetrico del material.
3. Distancia a la cual debe transportarse el material.
4. Altura a la cual el material debe ser elevado.
5. Limitaciones de espacio.
6. Método utilizado para la carga del alimentador.
7. Características del material.

Procedimiento seguido para seleccionar un Alimentador:

Etapas 1: Seleccionar el tipo de Alimentador de acuerdo con el cuadro de "APLICACION DE LOS ALIMENTADORES".

Etapas 2: Seleccionar el ancho del Alimentador. El ancho puede depender de la quebradora que va a ser alimentada; por ejemplo, una Quebradora de Quijadas con una determinada boca de admisión o por el tamaño de la abertura de la Tolva que va a utilizarse. El ancho del Alimentador puede también ser determinado por el

tamaño máximo de la roca en la alimentación, o por la profundidad deseada del material y su velocidad de transporte. (ver nota).

Etapa 3: Verificar la capacidad del Alimentador seleccionado, contra las cifras indicadas en las páginas de capacidades respectivas.

Etapa 4: Determinar los HP (caballos de potencia) requeridos de las tablas de selección del tipo de Alimentador respectivo (Etapa 1).

Nota: La profundidad para un material con peso volumétrico de 100 libras por pié cúbico (aproximadamente 1600 kilogramos por metro cúbico), puede encontrarse por medio de la fórmula siguiente:

$$D = \frac{4 \times \text{TPH}}{W \times \text{FPM}}$$

en la cual:

- D = Profundidad en pulgadas
- TPH = Toneladas por hora
- FPM = Piés por minuto a los cuales es alimentado el material
- W = Ancho neto del Alimentador en piés

APLICACION DE LOS ALIMENTADORES

TIPO DE TRABAJO	TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, pala o draga. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder el 75% del ancho del Alimentador	Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al Manganeso.
Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder el 75% del ancho del Alimentador.	Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al carbón.
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, pala o draga. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.	Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo pesado.

TIPO DE TRABAJO	TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO
Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.	Alimentador de tablero metálico tipo Apron, para trabajo Standard.
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del ancho del Alimentador.	Alimentador vibratorio de charola o Alimentador vibratorio de rejilla.
Alimentador bajo la Quebradora Primaria para proteger a la Banda Transportadora de evacuación.	Alimentador Vibratorio de Rejilla.
Alimentador bajo tolvas o pilas de almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.	Alimentador reciprocante de plato.
Alimentador bajo tolvas o pilas de almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.	Alimentador de Banda.

3.4 EQUIPO DE LAVADO Y DESENLIDADORES

En la producción de agregados pétreos por vía húmeda, fundamentalmente para la elaboración de concretos hidráulicos, es necesario lavar el material, ésto se hace por medio del equipo de lavado, existiendo diversos tipos y modelos:

3.4.1 Flautas de Riego

1) Lavadores de grava. El lavado de la grava se hace durante el cribado aplicándole chorros de agua a alta velocidad (chiflones) los cuales remueven la arena y polvo adheridos. (Fig. 40).

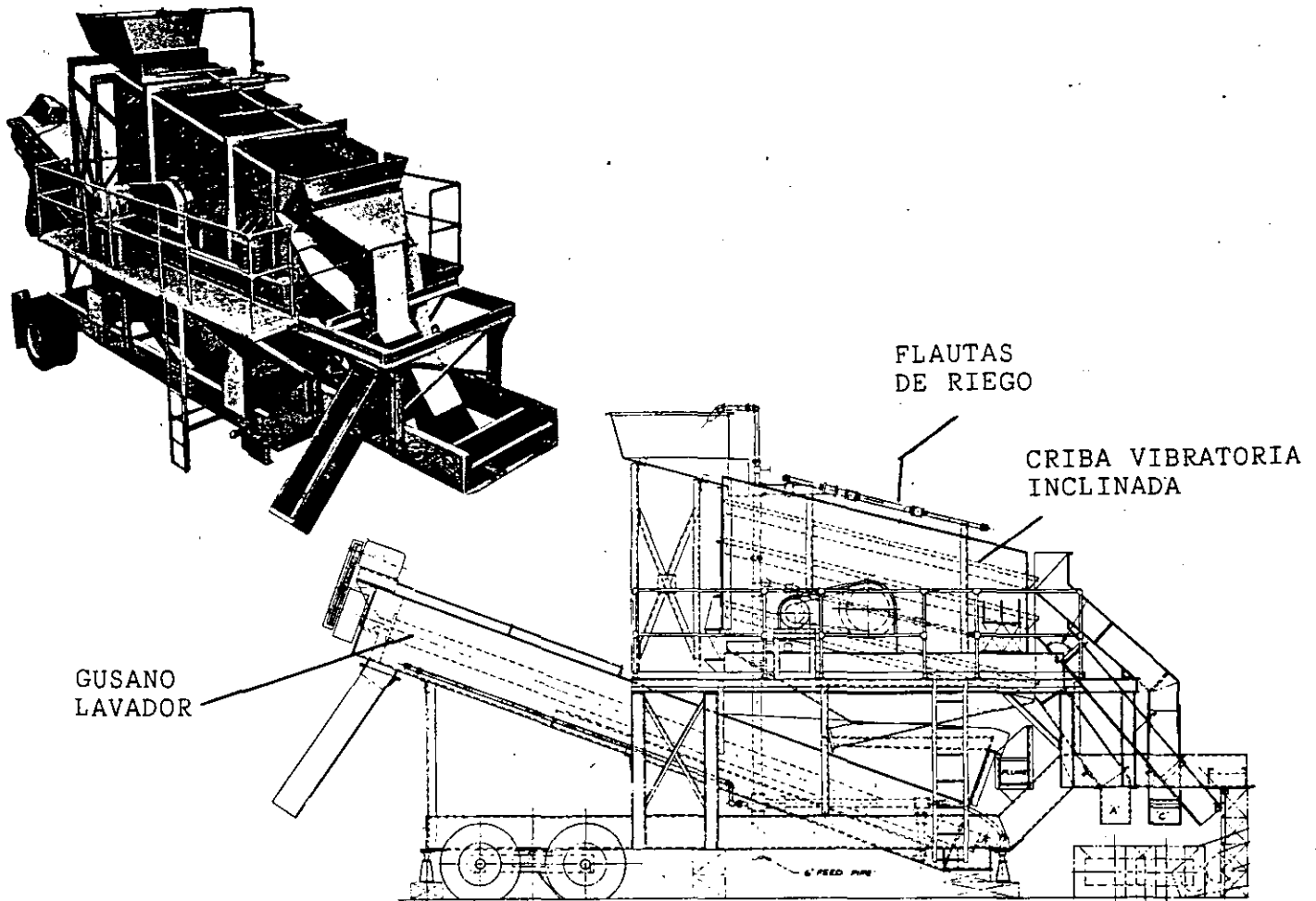
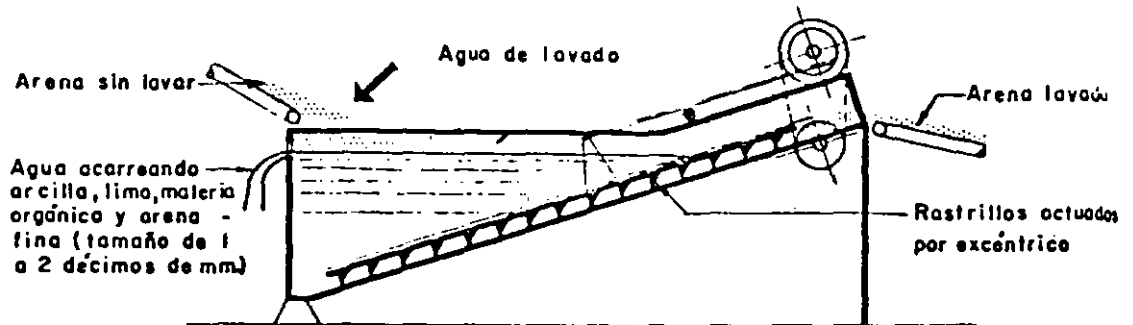


FIG. 40 PLANTA PORTATIL DE CRIBADO Y LAVADO DE AGREGADOS PETREOS

2) Rastrillos. Existen dos tipos de lavado por rastrillo, basándose en el mismo principio: El material contaminado entra por el mismo lado que lo hace el agua, los finos del material son capturados por ésta y el material grueso cae en los rastrillos que lo conducen al exterior por el extremo contrario. Los rastrillos pueden actuar mediante excéntricos o bien por medio de bandas o eslabones. (Fig. 41 a y b respectivamente).



a) ACTUADOS POR EXCENTRICO

b) EN ESLABON O BANDA

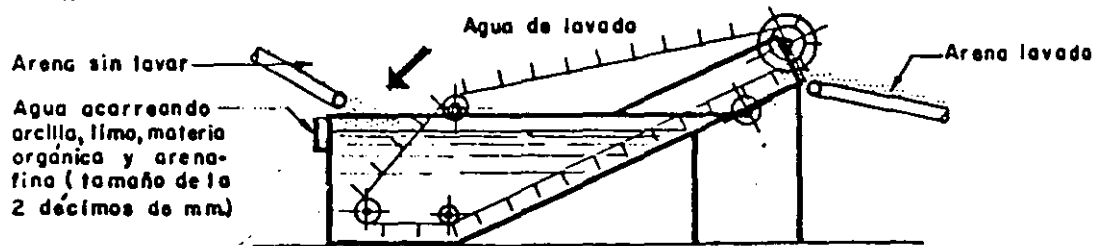


FIG. 41 RASTRILLOS

3) Gusano lavador o clasificador de tornillo de Arquímedes. Está compuesto de un recipiente metálico que por lo general se ensancha en la parte inferior formando un tanque de clasificación, en su interior se encuentra una espiral que lava las impurezas de las arenas escurriéndolas del agua excedente y evacuándolas por su parte antero-superior para su almacenamiento, (Figs. 42 y 43). Se fabrican en diámetros de 20", 24", 30", 36", 42", 48", 60" y 72", en sus versiones de Gusano Simple y Gusano Doble.

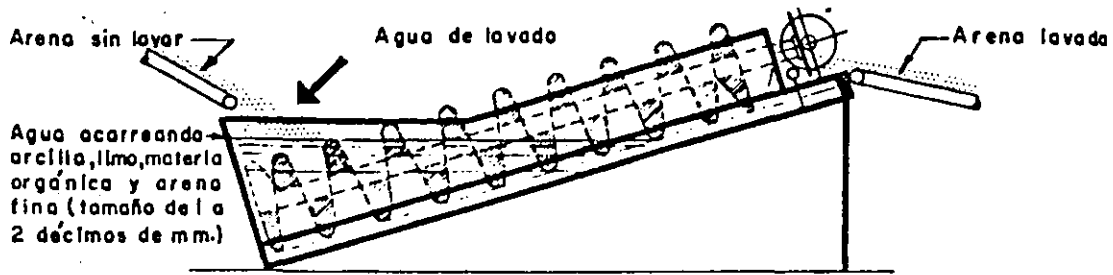


FIG. 42 CORTE ESQUEMATICO DE GUSANO LAVADOR

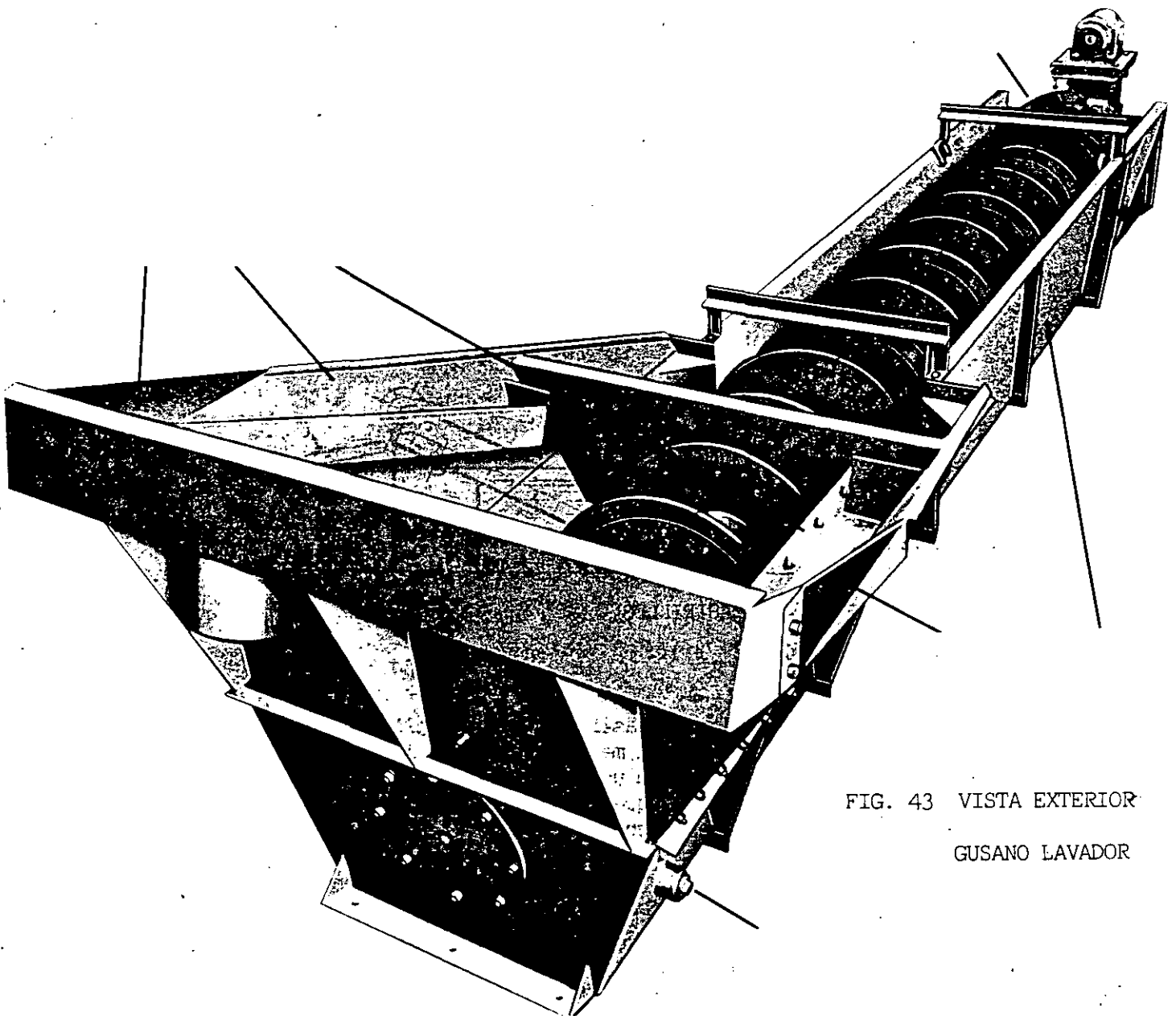


FIG. 43 VISTA EXTERIOR
GUSANO LAVADOR

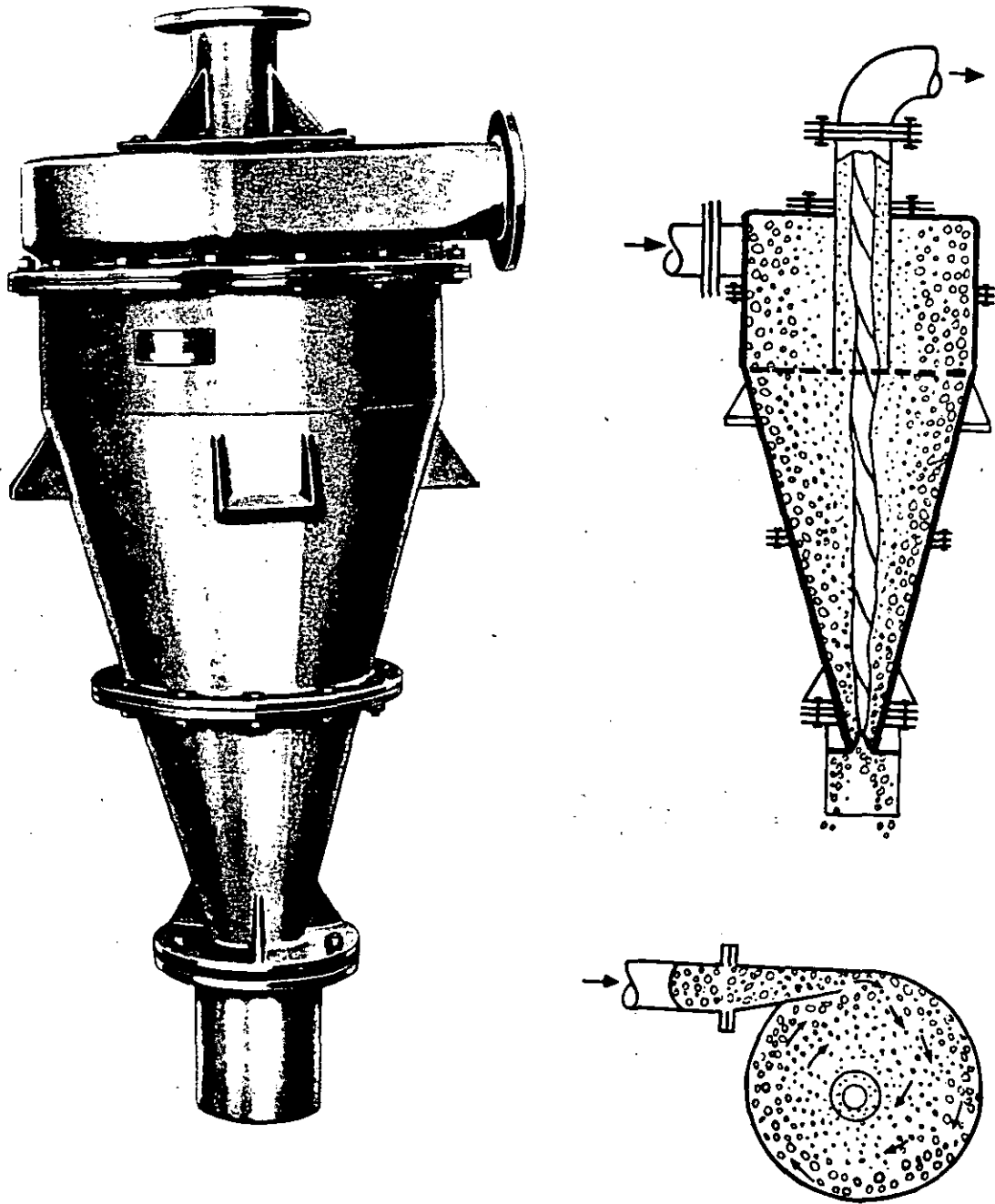


FIG. 44 CICLON HIDRAULICO PARA LA RECUPERACION DE PARTICULAS FINAS DE ARENA ARRASTRADAS EN EL VERTEDOR DE UN GUSANO LAVADOR. VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DE SU PRINCIPIO DE OPERACION.

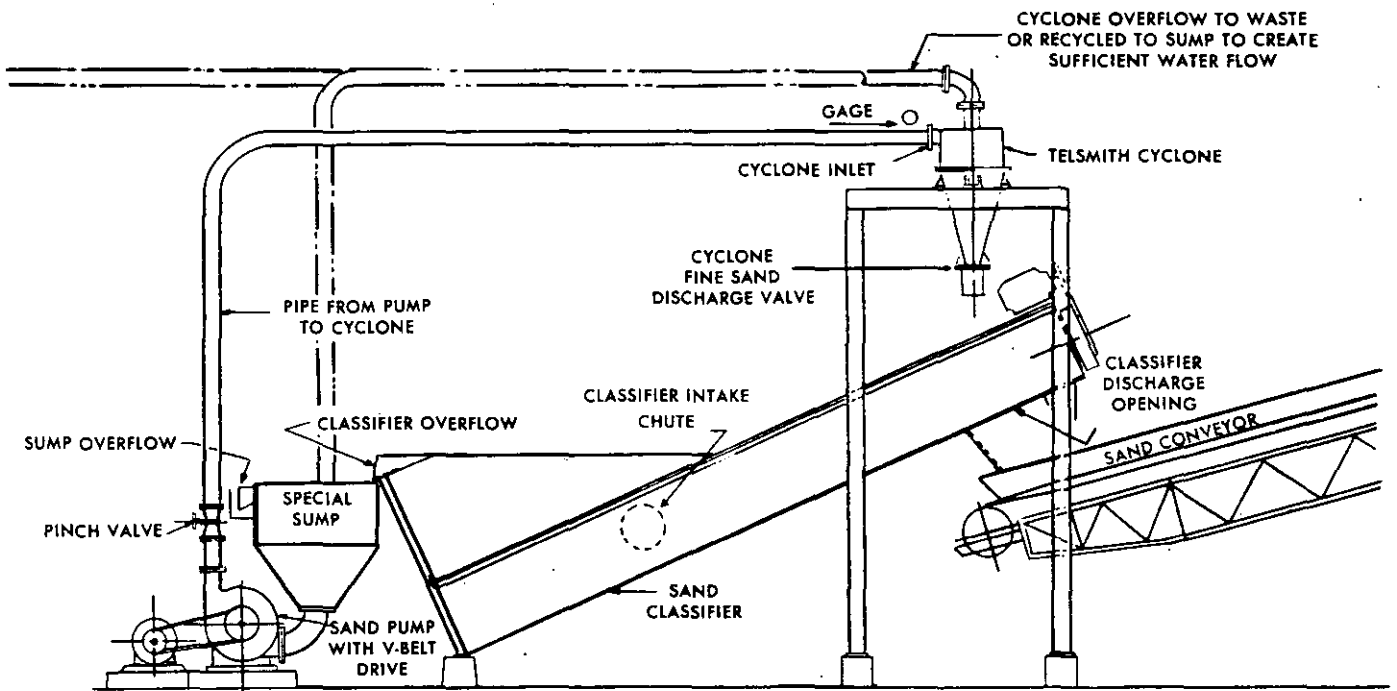
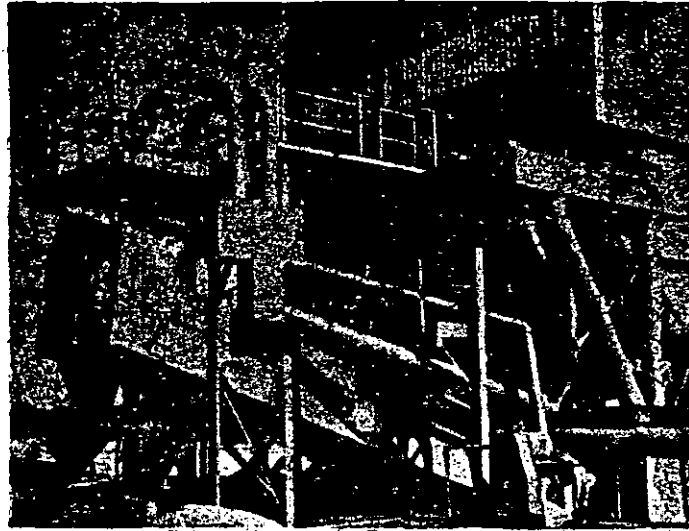


FIG. 45 VISTA GENERAL Y ESQUEMA DE INSTALACION DE UN GUSANO LAVADOR Y CICLON HIDRAULICO, PARA LA CLASIFICACION POR VIA HUMEDA Y RECUPERACION DE FINOS UTILES DE ARENAS DESTINADAS A LA ELABORACION DE CONCRETOS HIDRAULICOS.

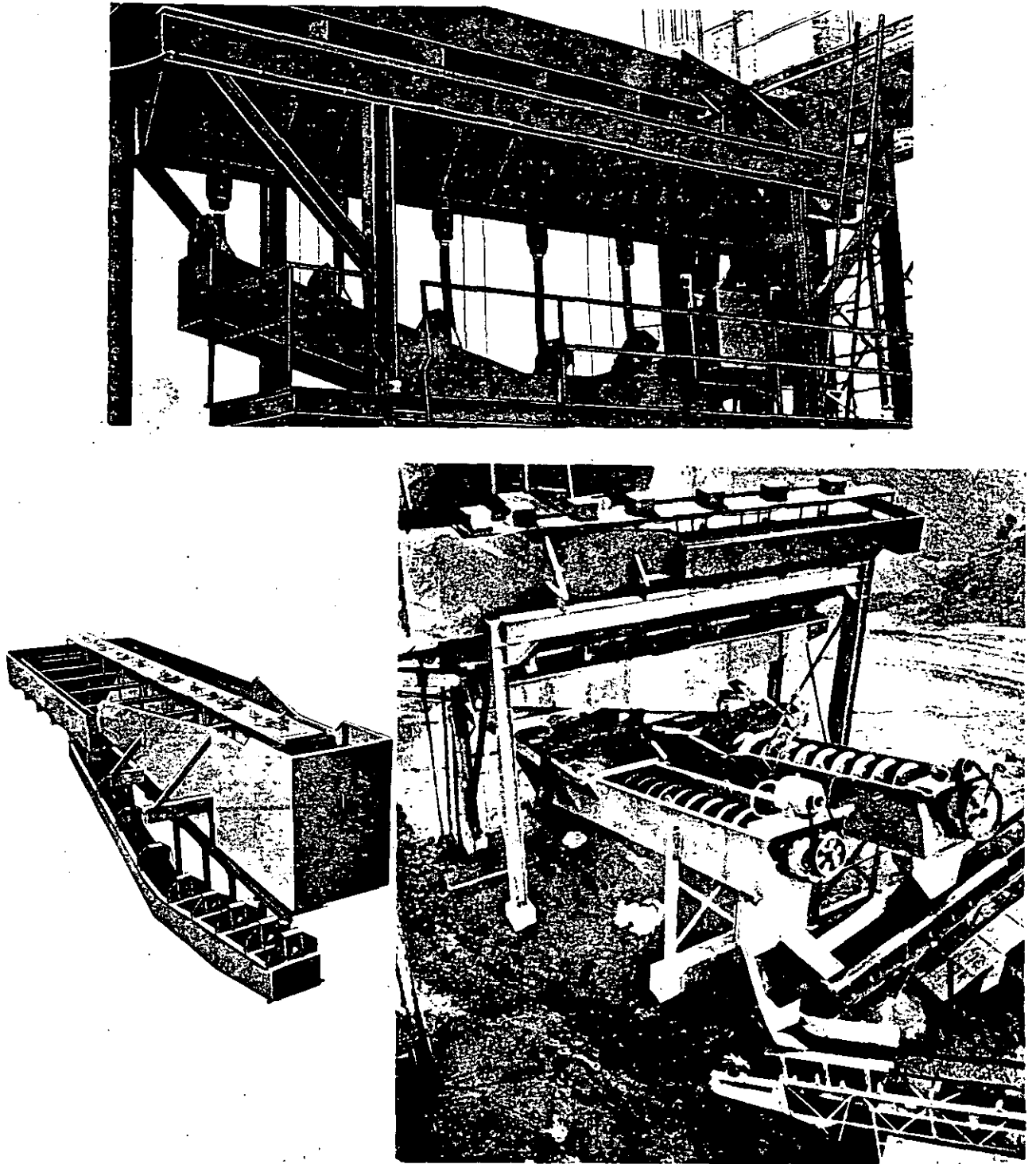


FIG. 46 VISTAS INFERIOR, SUPERIOR Y EN OPERACION, DE UN TANQUE CLASIFICADOR DE ARENAS POR SEDIMENTACION PROGRESIVA DE PARTICULAS GRUESAS, MEDIANAS Y FINAS, PARA EL CONTROL DE SU MODULO DE FINURA.

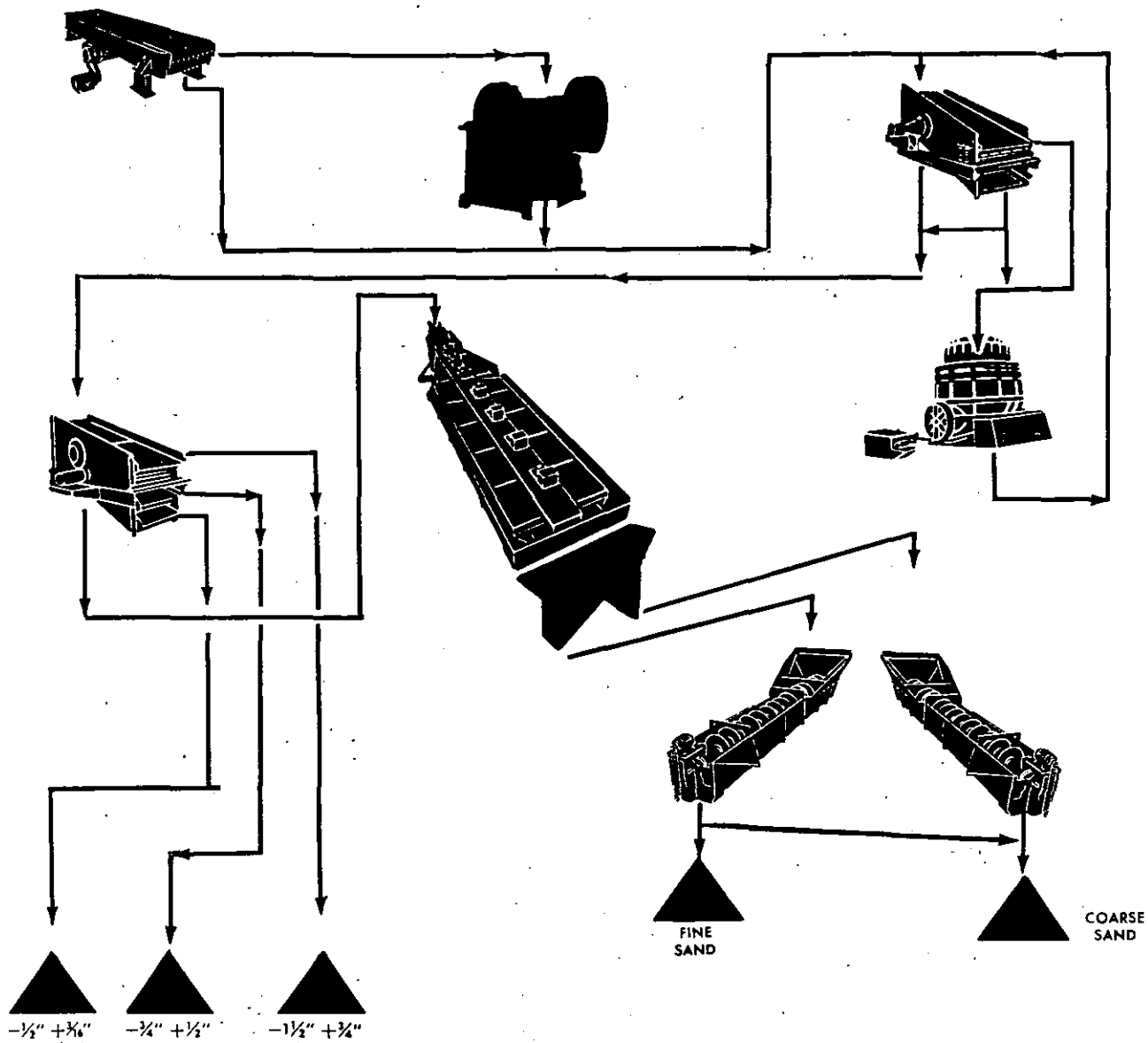


FIG. 47 ESQUEMA DE LA HOJA DE FLUJO (FLOW SHEET), DE UNA PLANTA DE PRODUCCION POR VIA HUMEDA, DE AGREGADOS LAVADOS DESTINADOS A LA ELABORACION DE CONCRETOS HIDRAULICOS CON ALIMENTADOR GRIZZLY VIBRATORIO, QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, CRIBAS VIBRATORIAS INCLINADAS, TRITURADORA SECUNDARIA DE CONOS, TANQUE CLASIFICADOR DE ARENAS Y GUSANOS LAVADORES-ESCURRIDORES.

3.4.2 Desenlodadores

Tambores desenlodadores. Para el lavado enérgico de minerales y de gravas naturales fuertemente contaminadas con arcilla, se emplean los tambores desenlodadores o scrubbers que constan de un cilindro o placa de acero en cuyo interior se montan espas o paletas metálicas, que mueven el material en su interior. A su vez constan de un dispositivo de riego de agua a presión para realizar dentro del tambor el lavado de los agregados, así como de orificios en la parte exterior para la evacuación del agua (Figs. 48 y 49). Se fabrican en diámetros de 72", 96" y 120".

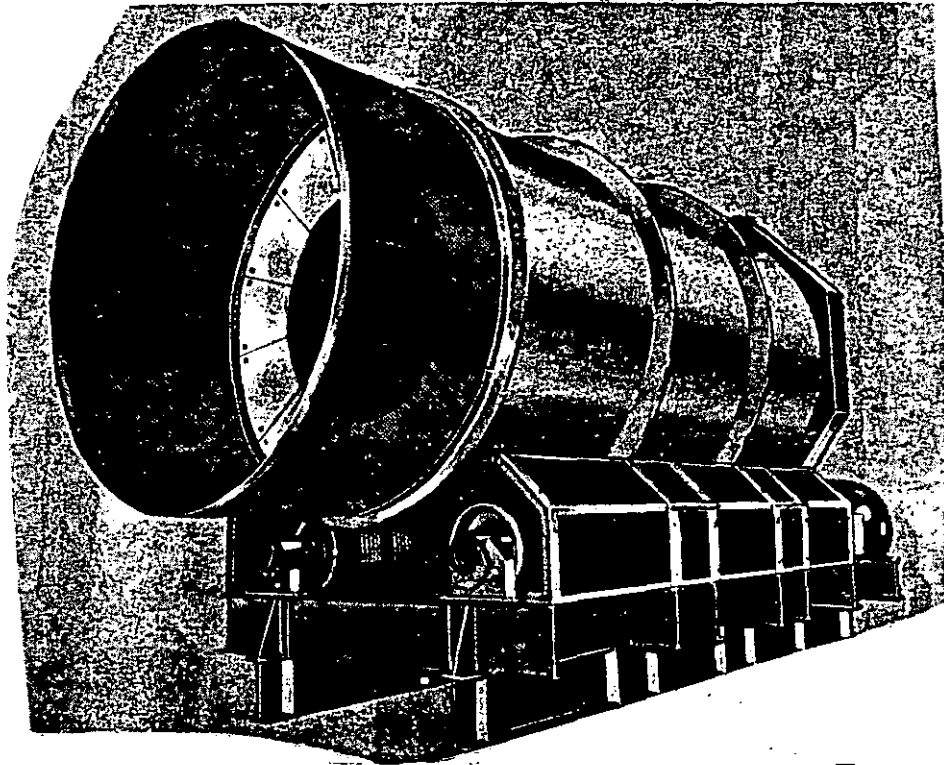


FIG. 48 VISTA EXTERIOR TAMBOR DESENLODADOR (SCRUBBER)

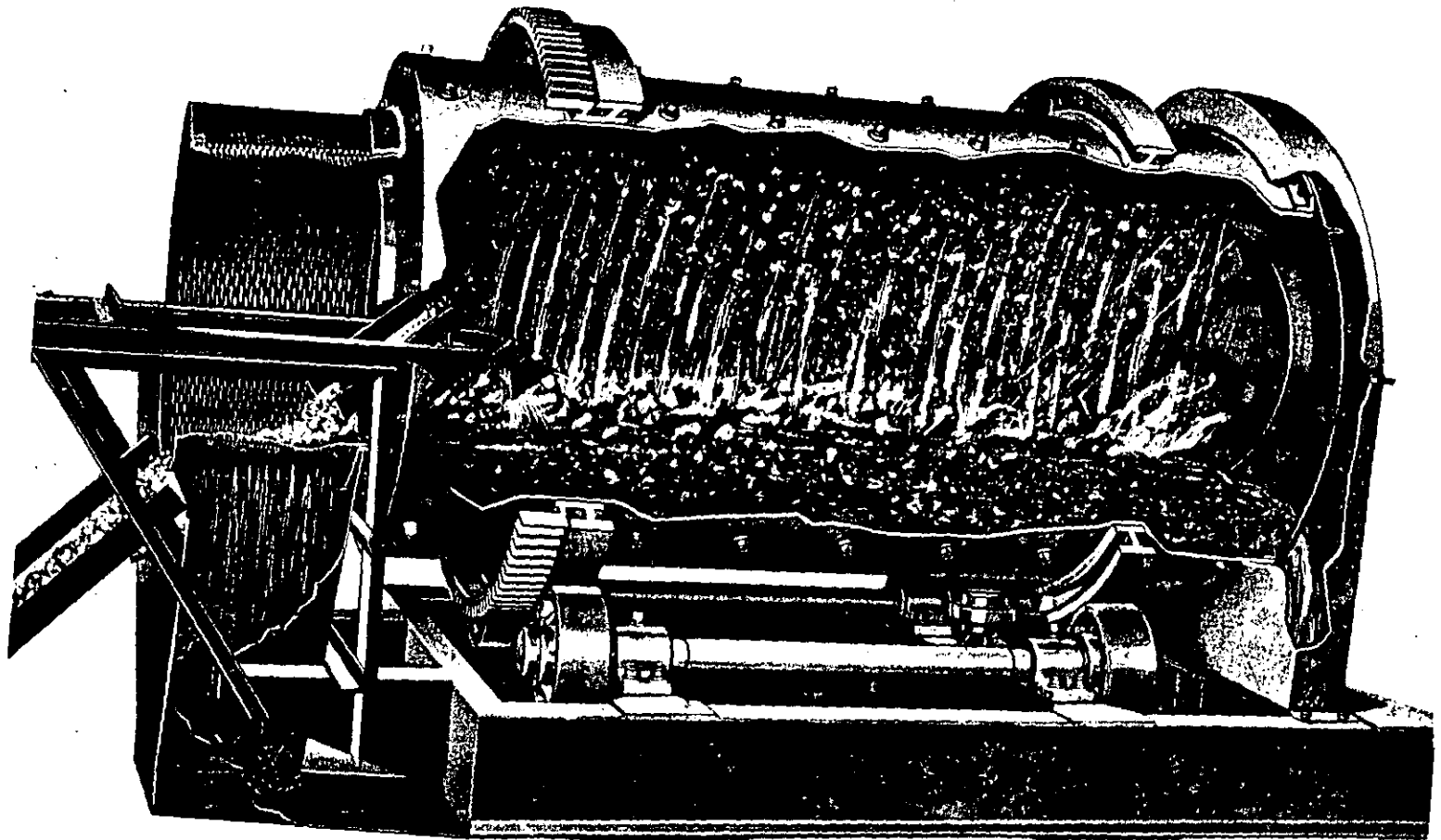


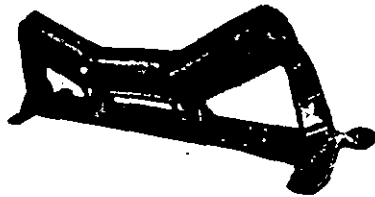
FIG. 49 VISTA INTERIOR DE UN TAMBOR LAVADOR-DESENLODADOR DE GRAVAS.

3.5 TRANSPORTADORES DE BANDA

Como se mencionó anteriormene, una de las opciones para el transporte y manejo de agregados pétreos, son los transportadores de banda, conocidos también como bandas transportadoras, siendo éste un equipo de mecánica simple y de gran eficiencia.

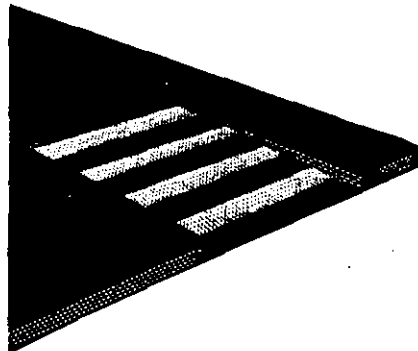
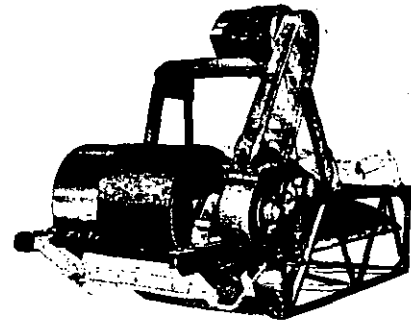
Existen varios tipos de transportadores de acuerdo a las necesidades de la industria en general, pero todos constan de una cinta o banda de hule reforzada con capas de lona o de nylon en diferentes anchos, montados en trenes con un número de rodillos variables (Fig. 50), generalmente tres con diversas inclinaciones uniformemente espaciadas y accionadas por una polea de cabeza motriz que a su vez es accionada por un moto-reductor eléctrico que le imprime a la banda una velocidad lineal que va de 30 a 180 metros por minuto, en la mayoría de los casos con el fin de transportar de ese modo un flujo uniforme del material.

FIG. 50 DETALLES DE BANDA TRANSPORTADORA.



TREN DE RODILLOS DE CARGA.

CABEZA MOTRIZ CON MOTOR,
POLEA , REDUCTOR Y
TRANSMISION.



CORTE DE UNA BANDA MOSTRANDO
LAS CAPAS DE LONA Y HULE.

En la figura 51 se muestran los componentes de un sistema de transportador de banda, se puede observar la estructura de soporte que es de acero tipo celosía para transportadores grandes y tipo viguetas de canal para los transportadores medianos y pequeños.

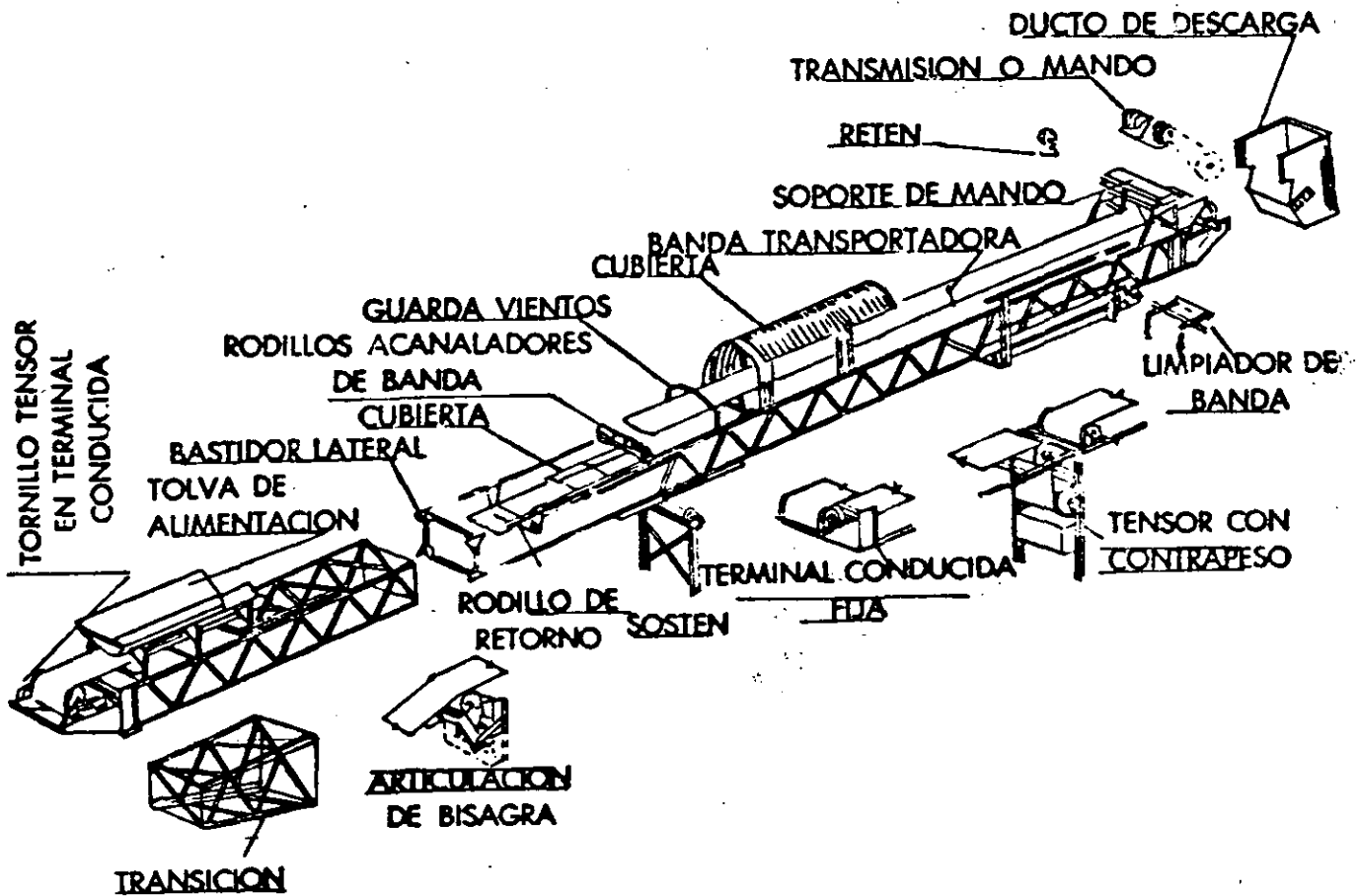


FIG. 51 COMPONENTES DE UNA BANDA TRANSPORTADORA

Existen sistemas de transporte por medio de bandas de varios kilómetros de longitud, sobre todo en la industria minera por ser un medio económico y eficaz, justificándose ampliamente la elevada inversión inicial.

Entre los tipos de banda están:

Banda transportadora radial (Stacker) para almacenamiento de agregados

en pailas sobre el terreno (Fig. 52).

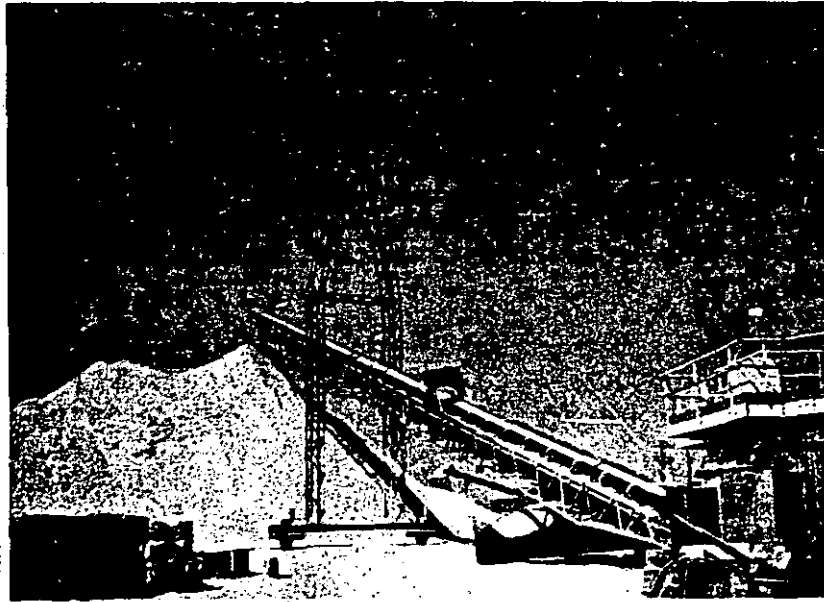


FIG. 52 BANDA DE ALMACENAMIENTO DE MATERIALES CON MOVIMIENTO RADIAL, O "STACKER".

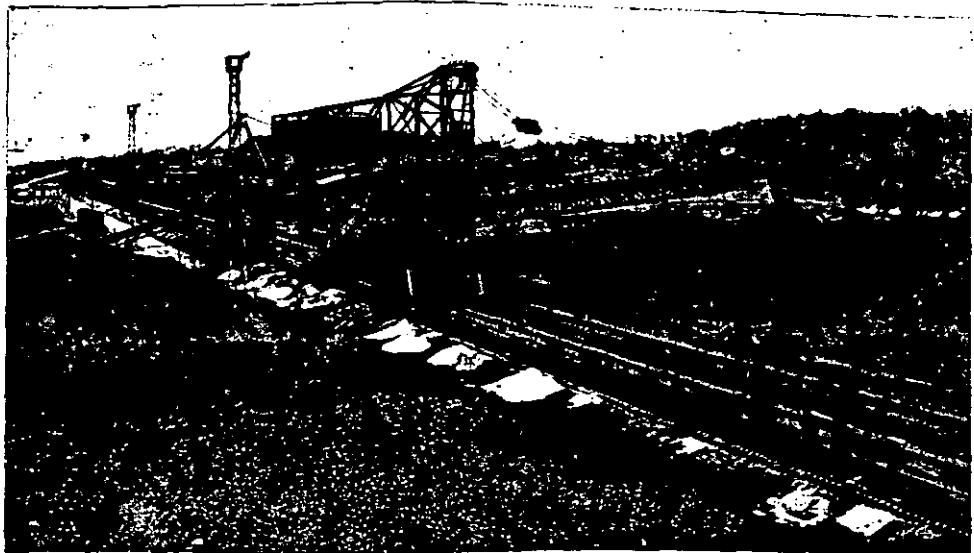


FIG. 53 SISTEMA ESTACIONARIO DE TRANSPORTE DE AGREGADOS Y ALMACENAMIENTO SOBRE EL TERRENO A BASE DE TRANSPORTADORES CON PUNTOS DE DESCARGA VARIABLES A LO LARGO DE SU LONGITUD (TRIPPER).

3.6 ELEVADORES DE CANGILONES

Es un tipo de equipo de elevación de materiales a granel que consiste básicamente en una serie de botes o cangilones montados ya sea sobre cadenas o sobre una banda de hule. Tanto las cadenas como la banda están animadas por un movimiento lineal que permite la elevación de los materiales recogidos por los botes, conocidos por cangilones, a la tolva de recepción, situada en la parte inferior del elevador.

Si bien es un equipo muy utilizado en las industrias de la cal, cemento, yeso y en la minería, en las instalaciones de agregados pétreos se ha visto muy disminuida su utilización, debido al desarrollo de los transportadores de banda, que en muchos casos sustituyen ventajosamente a los elevadores de cangilones.

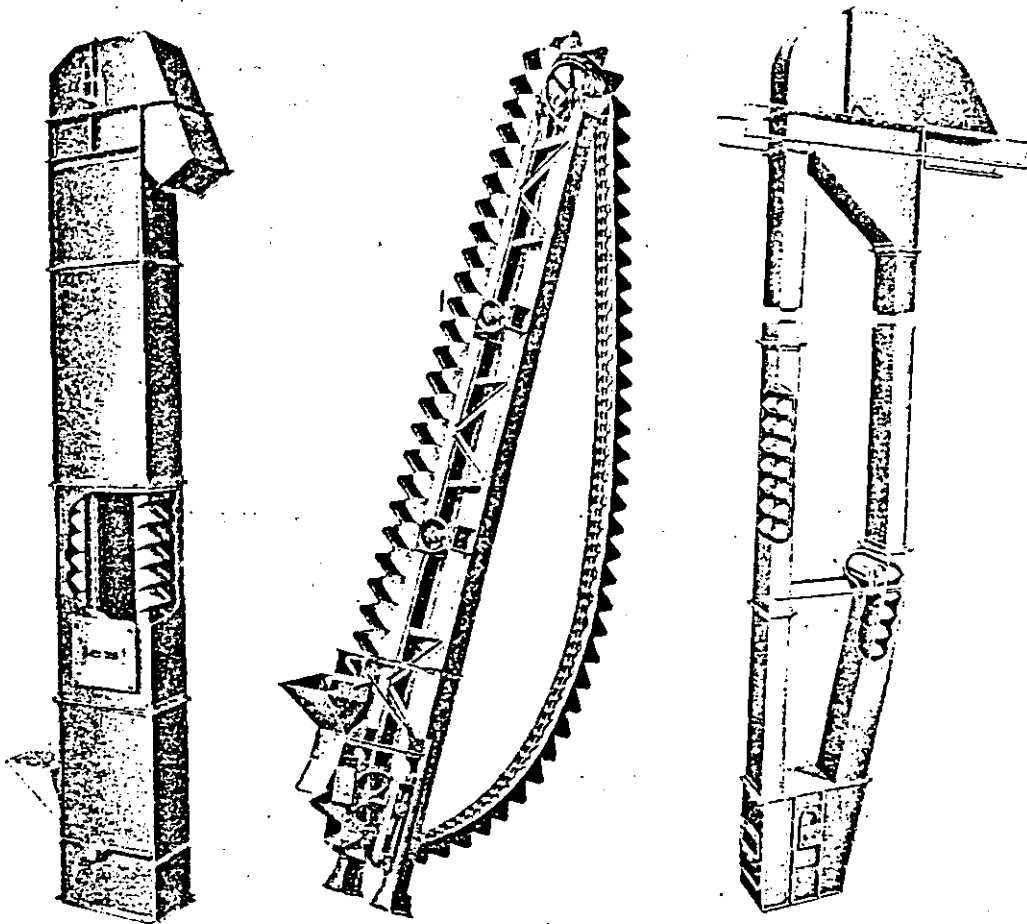


FIG. 54 DIFERENTES TIPOS DE ELEVADORES DE CANGILONES.

4

4. TENDENCIAS ACTUALES EN LA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION

Se hará especial referencia a los equipos de trituración destinados a elaborar los agregados pétreos necesarios para la construcción de sub-bases, bases, carpetas asfálticas y materiales de sello para la construcción de carreteras y aeropuertos.

Desde hace poco más de 20 años se ha venido observando en todo el mundo, una evolución muy rápida en las técnicas de construcción de caminos, evolución que ha puesto a los contratistas y a los productores de agregados pétreos, frente a problemas completamente nuevos que han ocasionado modificaciones sustanciales en el concepto de sus plantas, así como en las técnicas de producción. Dicha evolución parece haber alcanzado a la fecha, un cierto grado de estabilidad.

Los materiales pétreos destinados a formar las diversas capas que constituyen un camino, lógicamente han seguido muy de cerca la evolución de las técnicas de construcción. En efecto, en tiempos pretéritos se utilizaban términos tales como piedra de 2", grava de 3/4", arena a secas, etc., que generalmente definían un producto que era utilizado para todo tipo de trabajos de construcción. Hoy en día la tecnología de la construcción ha cambiado radicalmente. Por ejemplo, el diseño del concreto hidráulico requiere agregados pétreos completamente distintos a los que se necesitan en la construcción de una carretera. Por esta razón el equipo que necesite cada uno de estos productos, tendrá características peculiares de acuerdo con el tipo de agregados a producir, situación que no prevalecía, por ejemplo: en los años treinta en don-

de el productor de agregados con una sola quebradora producía un agregado adecuado para todas las necesidades.

Hoy en día una planta moderna, fija o portátil, es mucho más compleja y representa un capital elevado invertido, obteniéndose sin embargo, costos unitarios inferiores al utilizar el equipo idóneo, con producciones elevadas de productos de alta calidad.

Se hará aquí particular referencia al equipo de trituración utilizado en la elaboración de materiales para sub-bases, bases, carpetas y sellos empleados en la construcción de caminos y autopistas.

Las primeras de dichas máquinas (secundarias) producen materiales en el rango de 1" a 3" de tamaño, las terciarias con cámara fina materiales en el rango de 1/2" a 3/4" y las cuaternarias materiales en el rango de 1/4" a 3/8" de tamaño máximo, en términos generales.

Es de hacer notar, el hecho de que en problemas de trituración total, tanto en los materiales de base (0-1½") como en los de carpeta, se encuentra un déficit de materiales finos abajo de la malla número 10 (2 milímetros aproximadamente). Para hacer que la curva granulométrica quede dentro de especificaciones, es necesario "levantarla" (figura 55) adicionando finos que bien pueden obtenerse a partir de arenas naturales en bancos próximos a la explotación, o bien producirlos artificialmente en un proceso cuaternario de reducción.

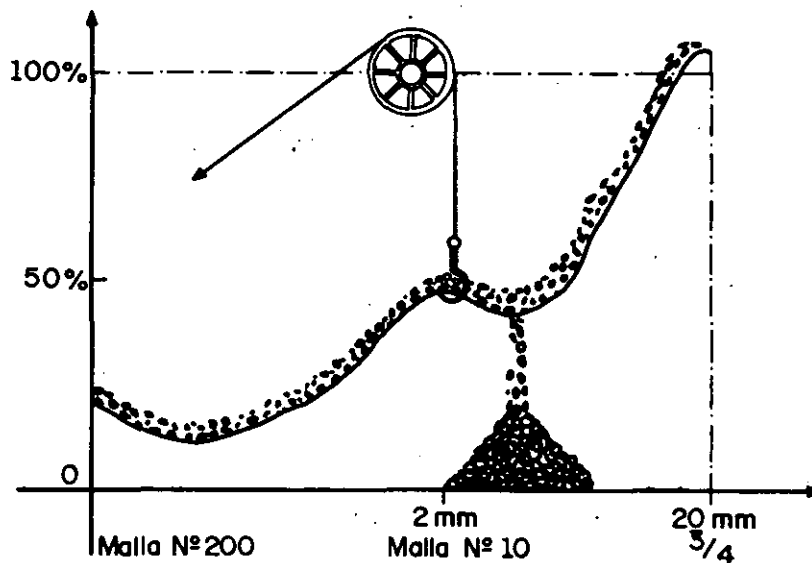
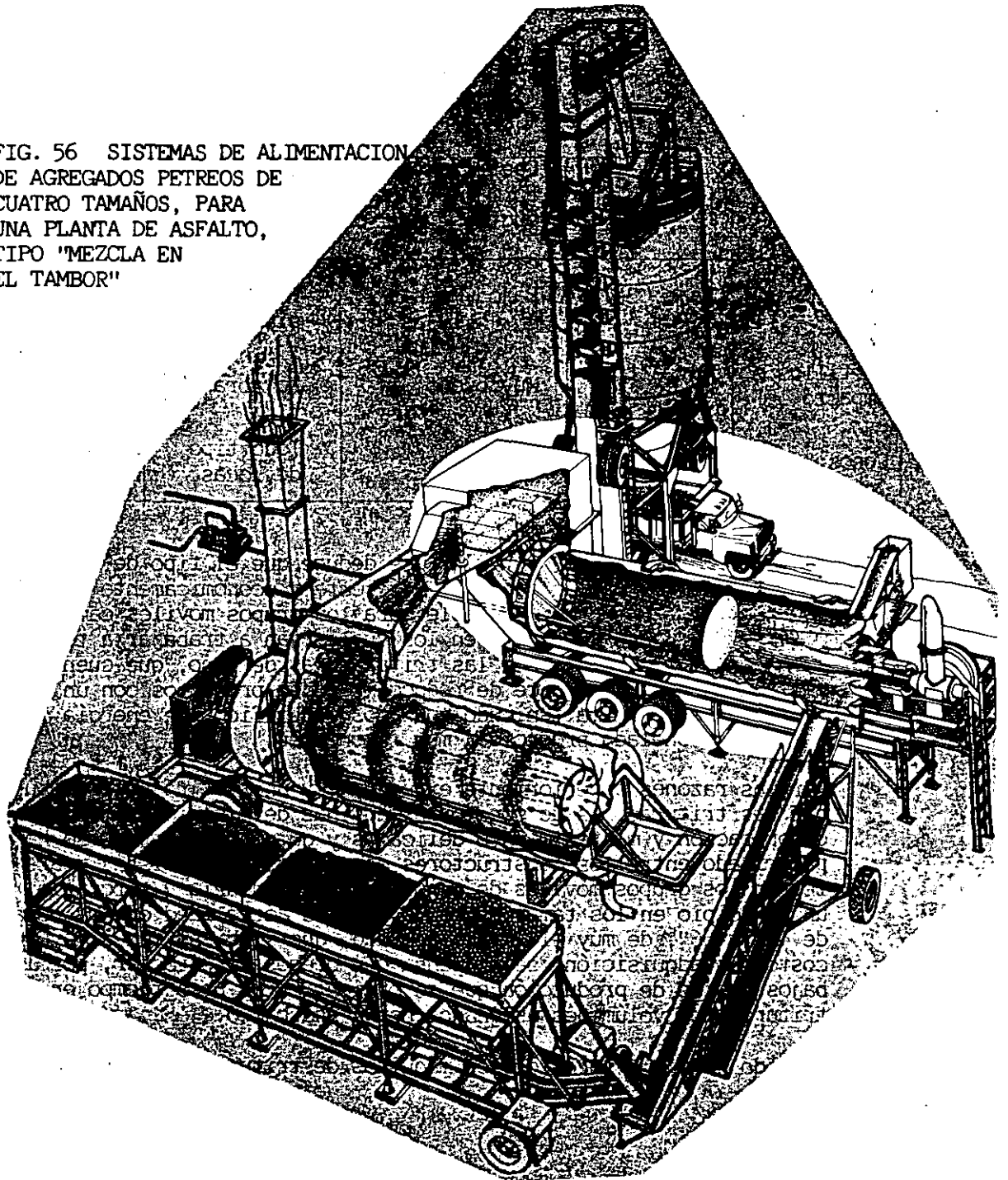


FIG. 55

Una mezcla asfáltica será tan buena, como buenos sean los agregados que se emplearon para elaborarla, por lo tanto, el control de calidad para el producto de una planta de asfalto sea del tipo continua o del tipo de batch, debe empezar por los agregados pétreos en la alimentación de las mismas (figura 56). Si no se tienen agregados con la correcta granulometría a la entrada, será imposible obtener un producto de calidad. El problema de la construcción en bases y carpetas para caminos y autopistas, empieza pues, con el problema de trituración.

FIG. 56 SISTEMAS DE ALIMENTACION DE AGREGADOS PETREOS DE CUATRO TAMAÑOS, PARA UNA PLANTA DE ASFALTO, TIPO 'MEZCLA EN EL TAMBOR'



Un problema de trituración quedará correctamente resuelto, si se cuenta con el equipo idóneo, en cada proceso de reducción establecido en la planta.

Se había visto, que en lo que respecta a la trituración primaria, el equipo seleccionado universalmente como el apropiado en todos los casos para integración de los grupos móviles camineros, lo constituyen las quebradoras de quijadas.

Por lo que respecta al equipo secundario y terciario, se puede resumir lo expresado anteriormente, en el cuadro siguiente:

Tipo de Trituradora	Índice de Reducción	Coefficiente de forma del producto	Grado de abrasividad recomendado de la roca	Consumo específico de energía
Rodillos	Bajo: 3-1	Bajo: Muchas lascas	Poco abrasivo	Normal
Martillos e impacto	Muy alto: 30 ÷ 1	Muy bueno	No abrasiva	Muy alto
Conos	Alto: 10-1	Bueno	Todo tipo de rocas	Normal

Del examen de la tabla anterior, se deduce que el tipo de trituradora más versátil, capaz de triturar eficiente y económicamente todo tipo de rocas, cualidad indispensable para los grupos móviles camineros, por la diversidad de bancos en los cuales van a trabajar a todo lo largo de su vida útil, son las trituradoras de cono, que cuentan además con un elevado índice de reducción y dan productos con un buen coeficiente de forma teniendo consumos específicos de energía (kilowatts por tonelada producida) muy razonables.

Por las razones anteriormente expuestas, y una vez roto el "tabu" de que las trituradoras de cono eran máquinas de mecánica complicada y de operación y mantenimiento delicados y complejos, su uso se ha popularizado entre los constructores de caminos y autopistas, para integrar los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, en un principio en los tamaños de 36" y en la actualidad en los tamaños de 48" y 66", de muy elevada capacidad, que si bien tienen mayores costos de adquisición, se compensa con creces este factor, por los bajos costos de producción que se obtienen y el poco tiempo en el que trituran los volúmenes asignados para cada banco.

El modo de disposición de las máquinas de trituración sobre los cha-

sis-remolque para integrar los grupos móviles ha variado desde el sistema "Dual" preferido hace 25 años aproximadamente, en tiempos de la postguerra, que fue cuando se inició el gran auge de las plantas portátiles o grupos móviles para equipar a los constructores de caminos.

Dicho sistema "Dual", consiste en instalar sobre el mismo chasis-remolque, la quebradora primaria de quijadas, la trituradora secundaria de rodillos, la criba vibratoria, la rueda de cangilones de elevación, las bardas de evacuación y recirculación, etc. En las figuras 57 y 58, pueden apreciarse el aspecto exterior de dichos grupos móviles "Dual", y en las figuras 59 y 60 dos ejemplos del flujo de materiales de dicho sistema "Dual".

Debido a que dicho dispositivo de arreglo daba unidades de grandes dimensiones, muy pesadas, de difícil mantenimiento y operación, en los últimos años se ha adoptado el sistema de grupos móviles "Unitarios".

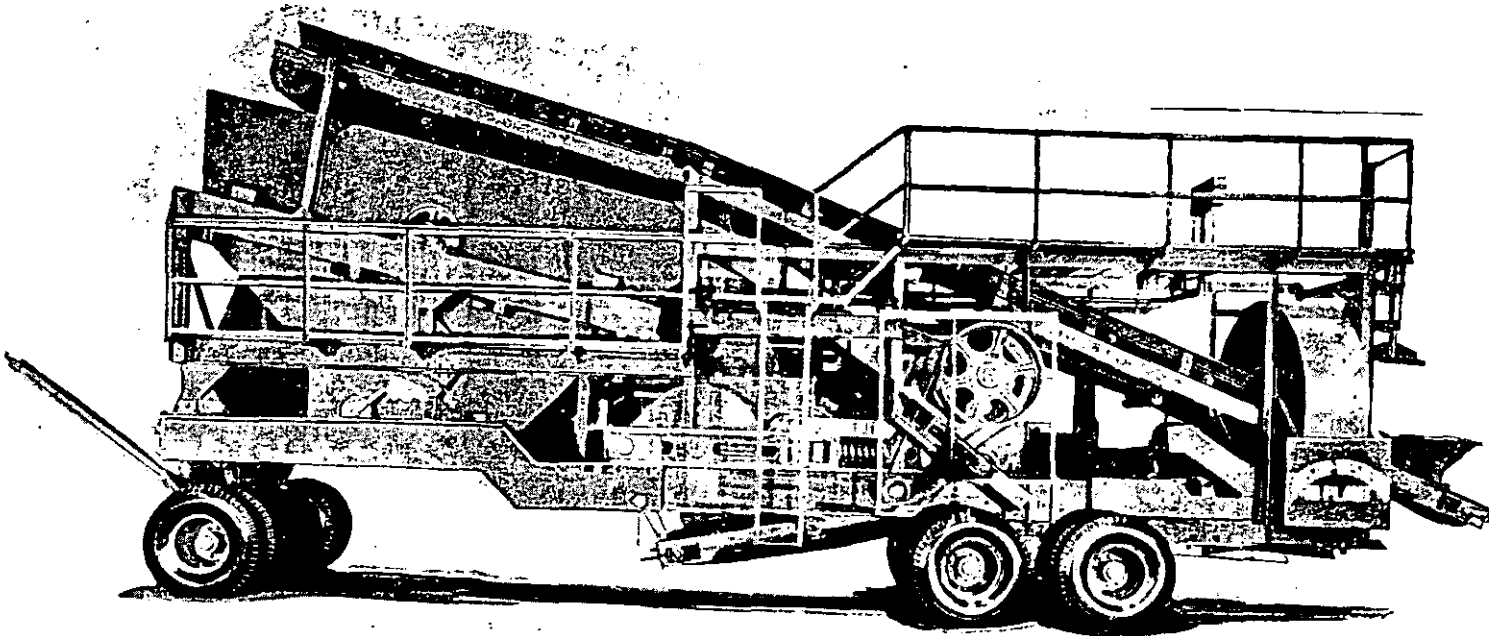


Figura 57. Grupo móvil "Dual" de trituración primaria y secundaria, con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria horizontal, con rueda de cangilones de elevación. Vista exterior de conjunto.

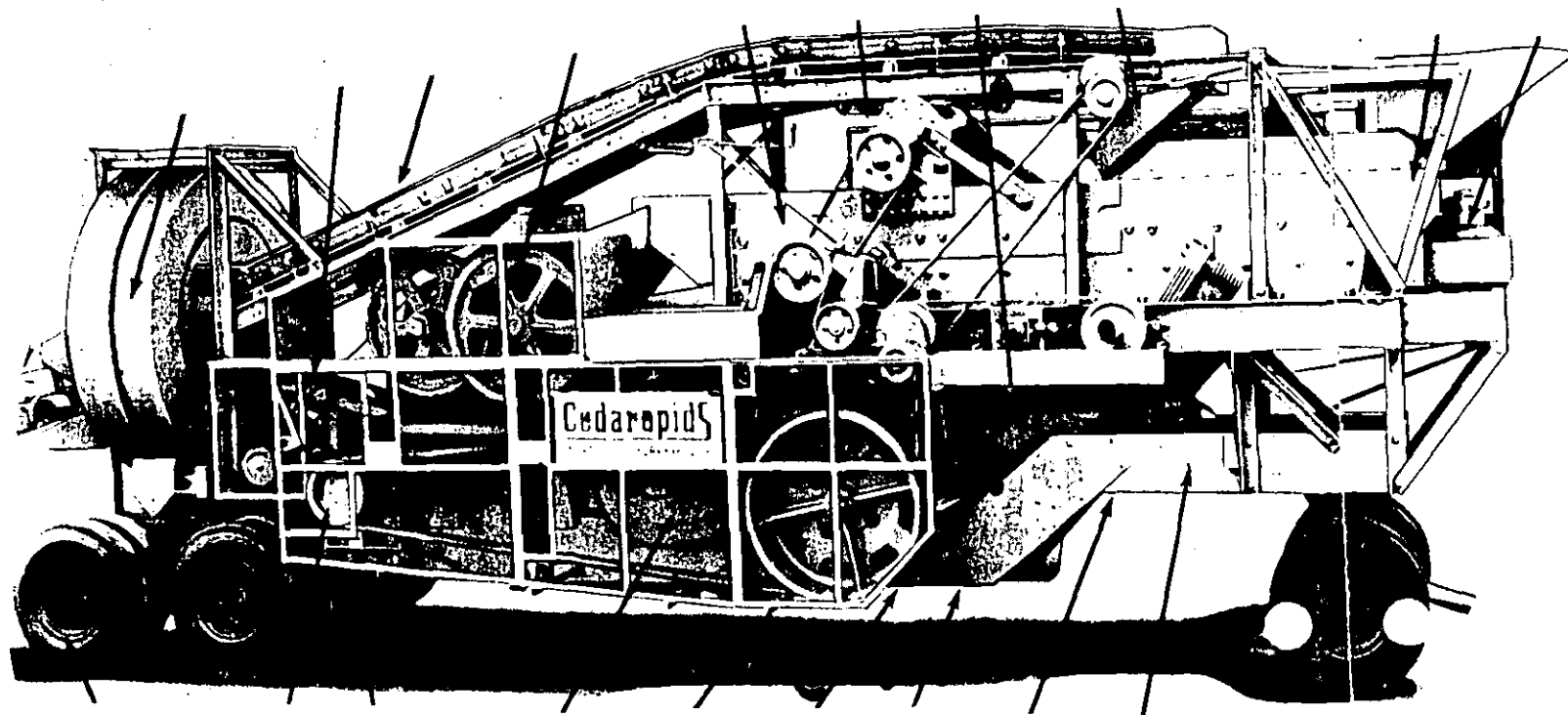


FIG. 58 VISTA EXTERIOR DE CONJUNTO DE UNA PLANTA "DUAL" DE TRITURACION, EQUIPADA CON QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, TRITURADORA DE RODILLO DOBLE, CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL, Y ELEVADOR ROTATORIO DE CANGILONES.

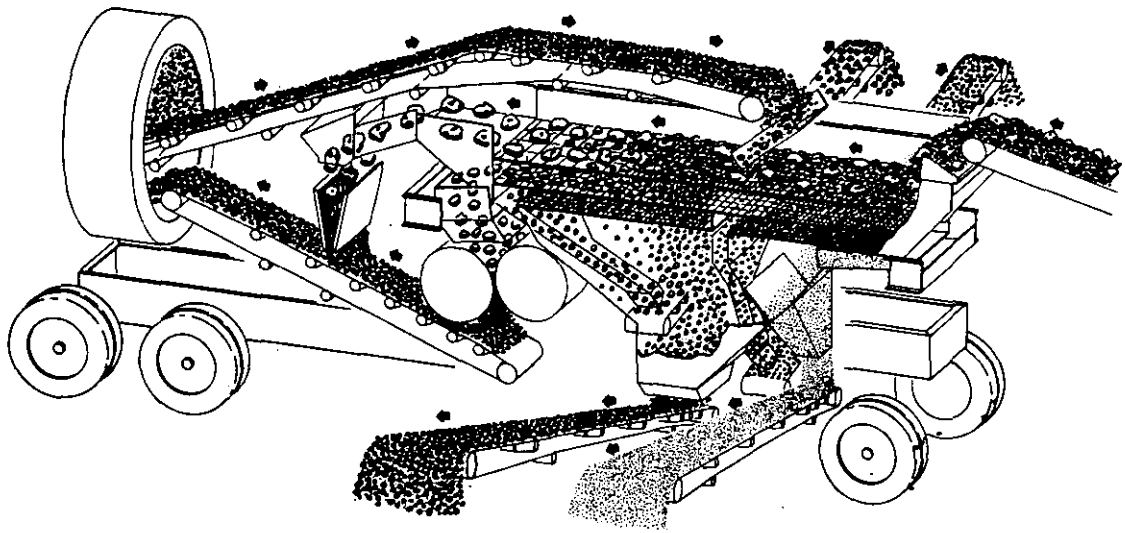


FIG. 59 ESQUEMA DEL FLUJO DE MATERIALES EN UNA PLANTA DE TRITURACION "DUAL", CON QUEBRADORA PRIMARIA DE QUIJADAS, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE RODILLO DOBLE. CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL

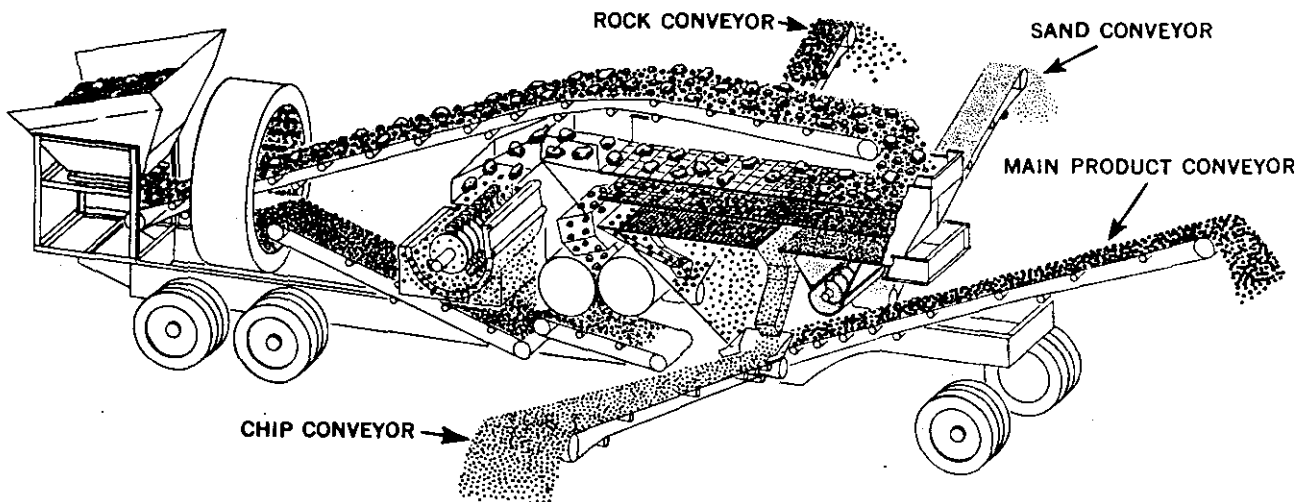


FIG. 60 ESQUEMA DEL FLUJO DE MATERIALES EN UNA PLANTA DE TRITURACION "DUAL", CON TRITURADORA PRIMARIA DE IMPACTO, SIMPLE ROTOR, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE RODILLO DOBLE. CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL.

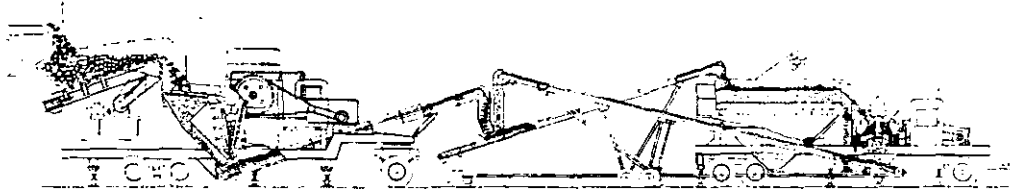
Para la integración de dichos grupos móviles "Unitarios", la experiencia ha indicado que la quebradora de quijadas es la máquina más adecuada para realizar la etapa primaria de trituración, mientras que las trituradoras de cono en sus versiones de cabeza standard y corta, son las máquinas apropiadas para realizar las etapas secundaria y terciaria de reducción de materiales pétreos.

En casos de unidades de muy elevada producción, se prefiere poner los alimentadores y cribas en remolques por separado, con el objeto de no tener unidades de pesos exagerados que hagan muy difícil su transporte por las carreteras ordinarias.

Se procurará trabajar la última etapa de trituración siempre en circuito cerrado, con el objeto de tener un control del tamaño máximo del producto, así como una mezcla de la fracción triturada con la natural, para tener un agregado homogéneo.

El esquema mostrado en la figura 61, se observa la disposición típica de un grupo móvil primario y de un grupo móvil secundario de trituración trabajando a circuito cerrado, con sus respectivas bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento de los productos.

GRUPOS DE TRITURACION A CIRCUITO CERRADO



FLUJO DE MATERIALES CON PRIMARIO DE QUIJADAS Y SECUNDARIO DE CONOS

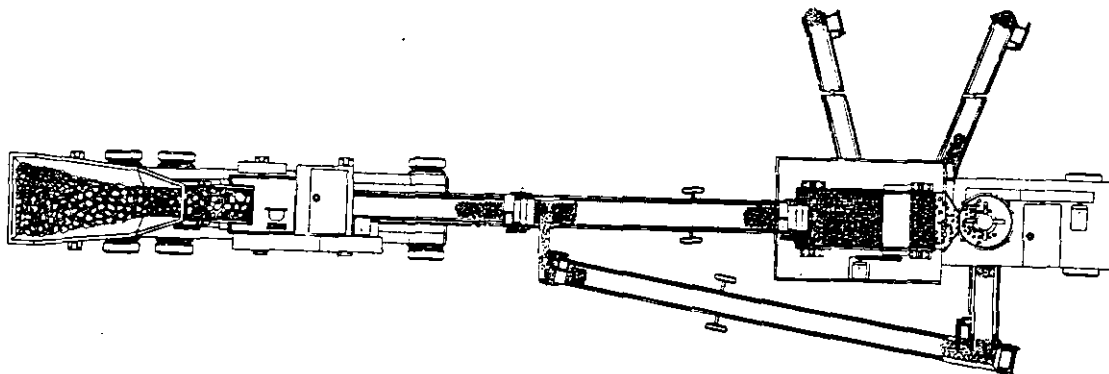
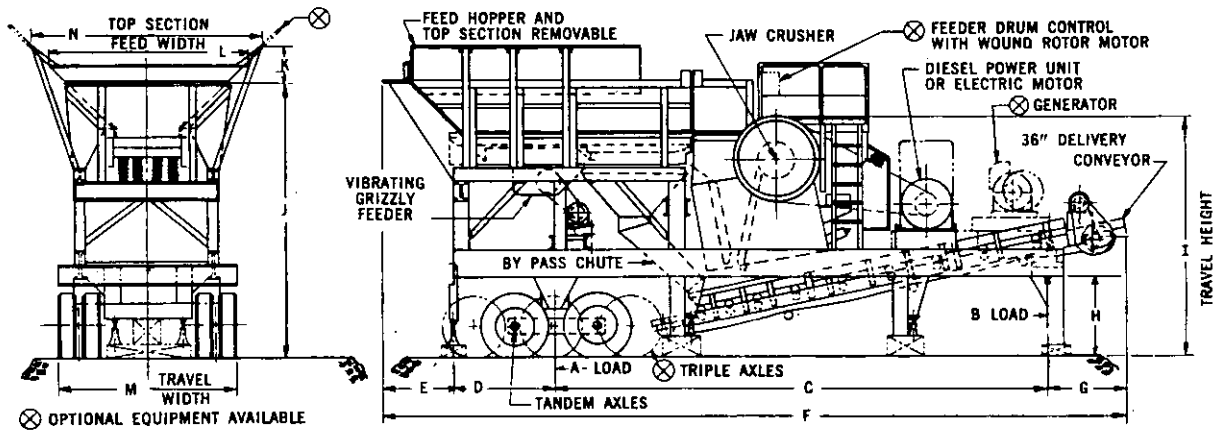


FIG. 61 PLANTA PORTATIL DE TRITURACION, CON GRUPO MOVIL PRIMARIO DE QUEBRADORA DE QUIJADAS Y GRUPO MOVIL SECUNDARIO CON TRITURADORA DE CONOS. BANDAS TRANSPORTADORAS PORTATILES DE CONEXION, RECIRCULACION Y ALMACENAMIENTO.

a) ESQUEMA

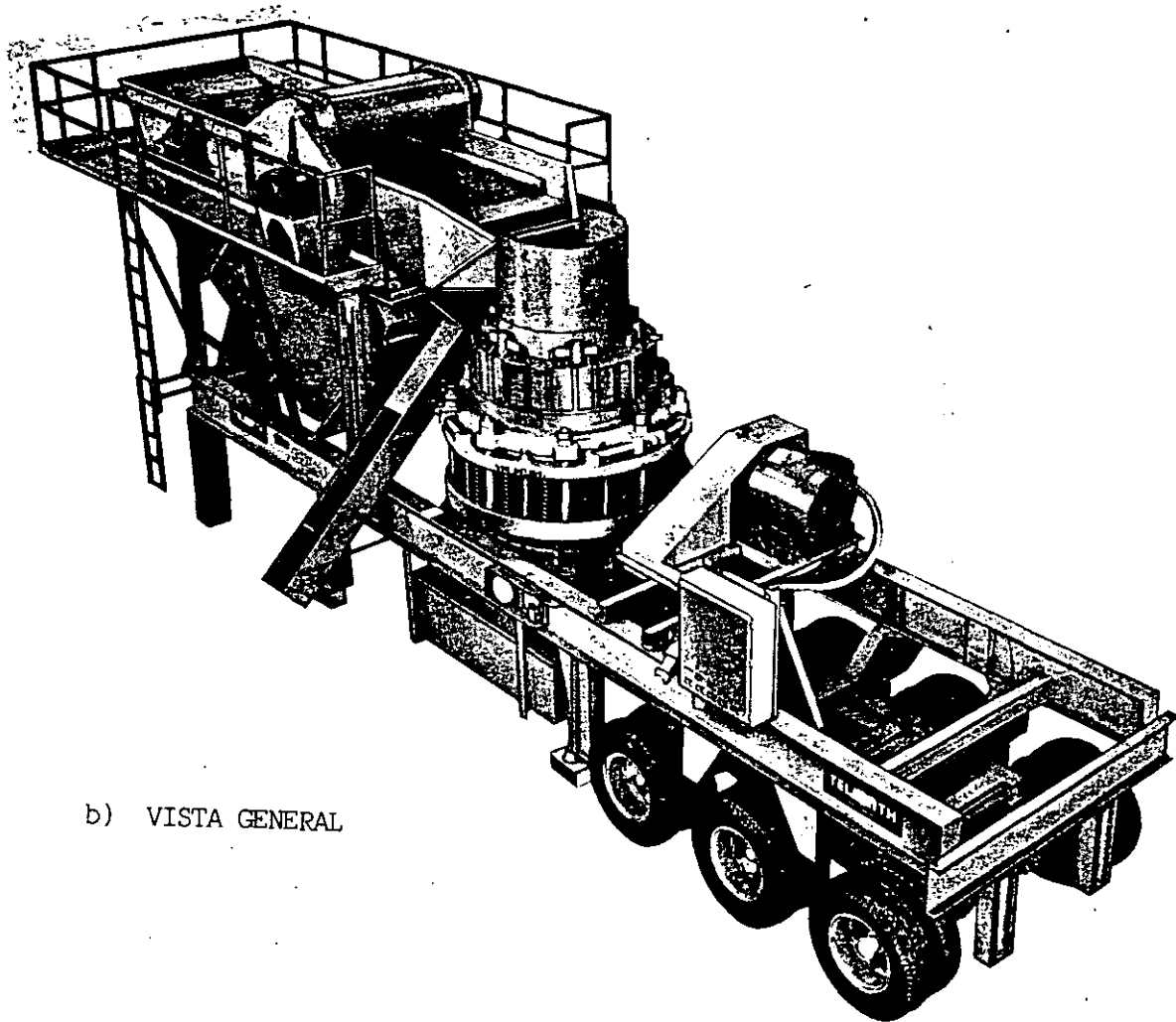
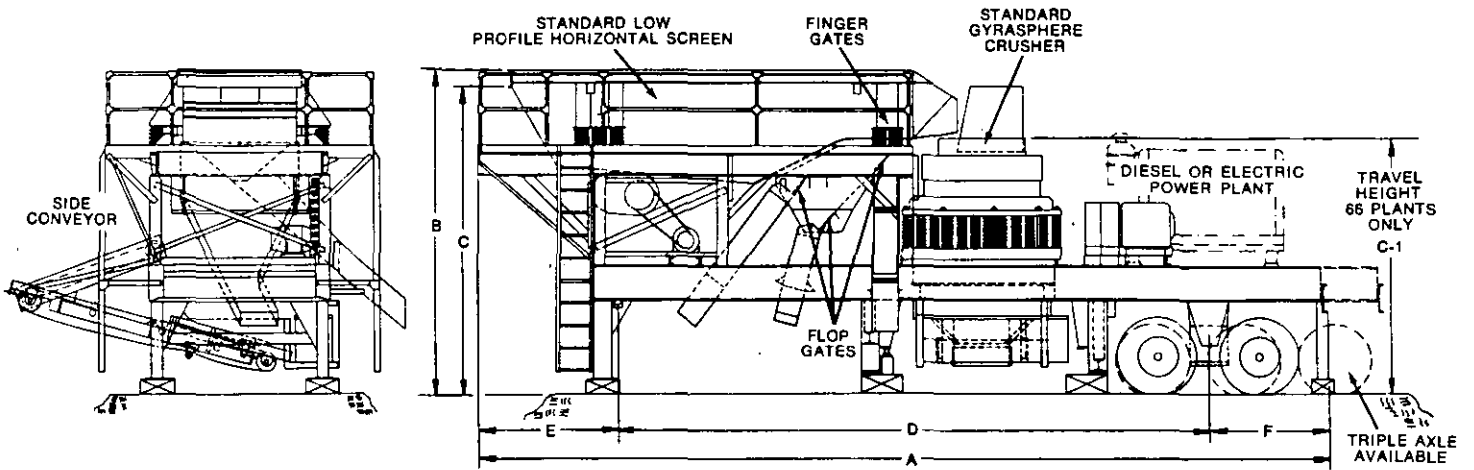


b) VISTA GENERAL



FIG. 62 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION PRIMARIA, EQUIPADO CON QUEBRADORA DE QUIJADAS

a) ESQUEMA



b) VISTA GENERAL

FIG. 63 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION SECUNDARIA, EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL, Y TRITURADORA SECUNDARIA DE CONO.

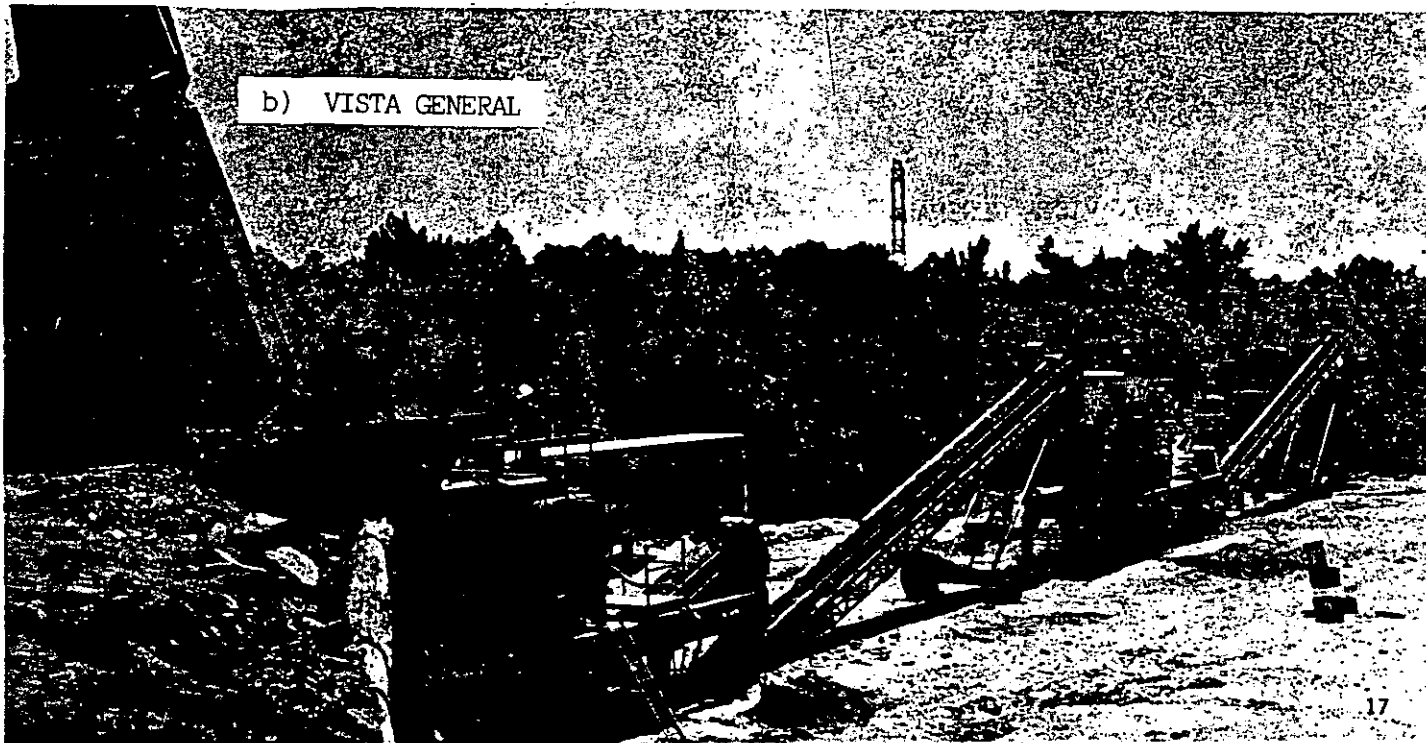
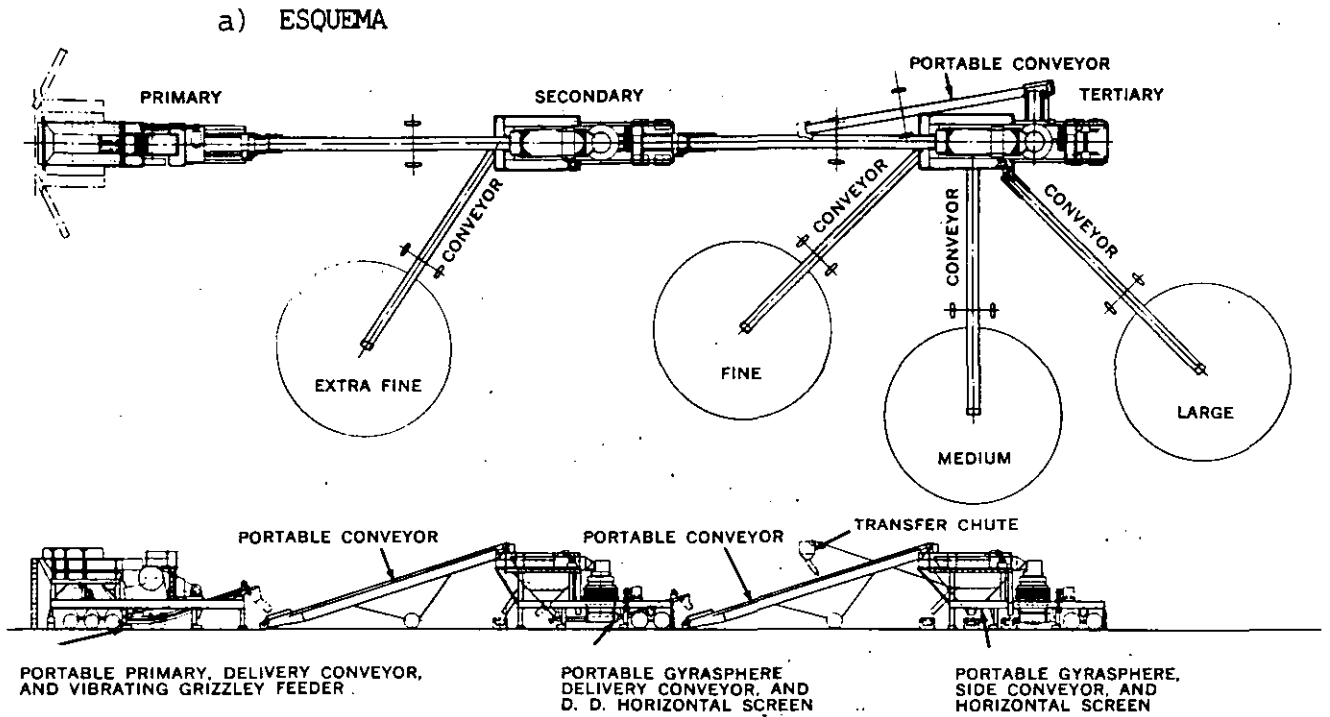
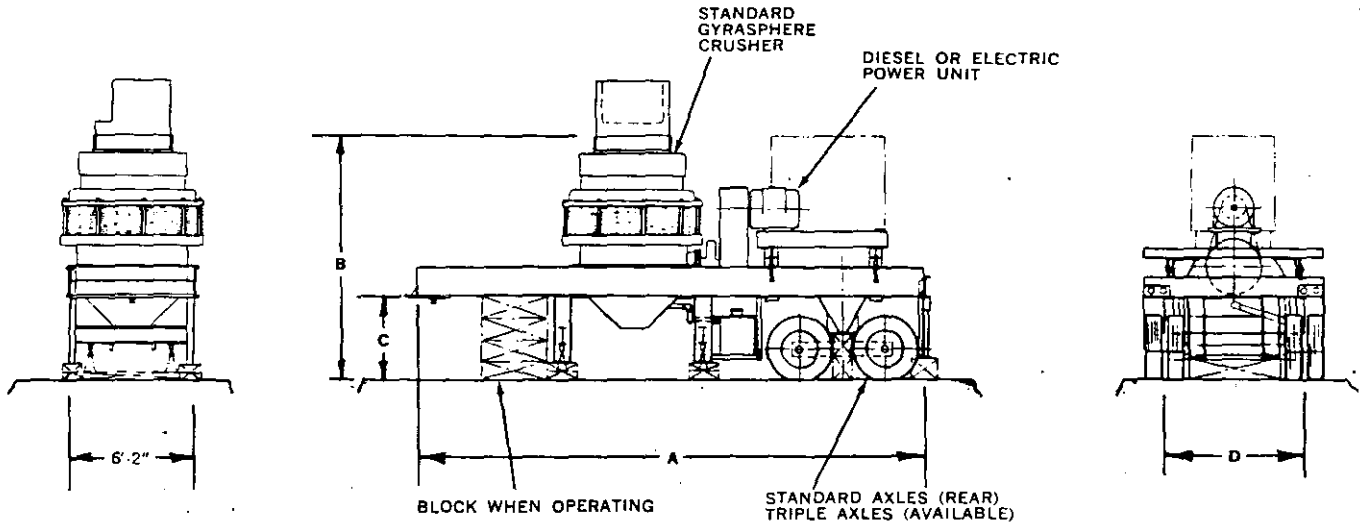


FIG. 64 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UNA PLANTA PORTATIL DE TRITURACION DE TRES ETAPAS, CON LOS GRUPOS MOVILES PRIMARIO Y SECUNDARIO TRABAJANDO A CIRCUITO ABIERTO, Y EL GRUPO MOVIL TERCIARIO EN CIRCUITO CERRADO.

a) ESQUEMA



b) VISTA GENERAL

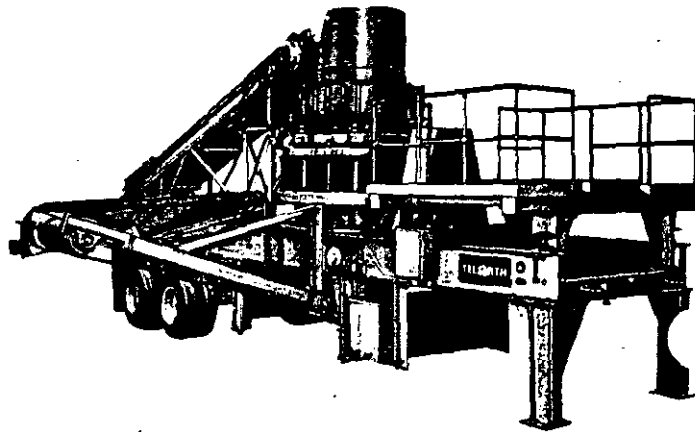


FIG. 65 ESQUEMA Y VISTA GENERAL DE UN GRUPO MOVIL DE TRITURACION SECUNDARIA CON TRITURADORA DE CONO 66 S ($5\frac{1}{2}'$). POR EL PESO Y DIMENSION DE ESTOS TAMAÑOS DE MAQUINAS LA CRIBA SE INSTALA POR SEPARADO EN UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO.

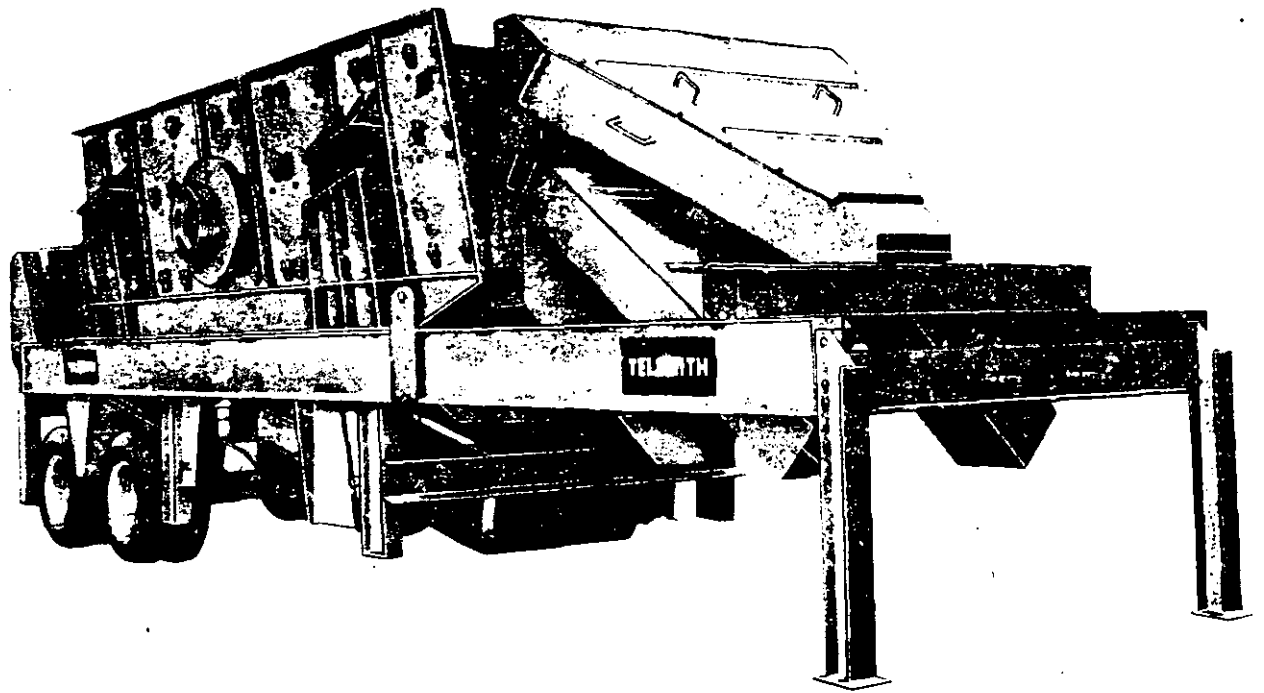


FIG. 70 GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, CON CRIBA VIBRATORIA INCLINADA 8' x 22', DE TRES PISOS, EN POSICION DE TRANSPORTE

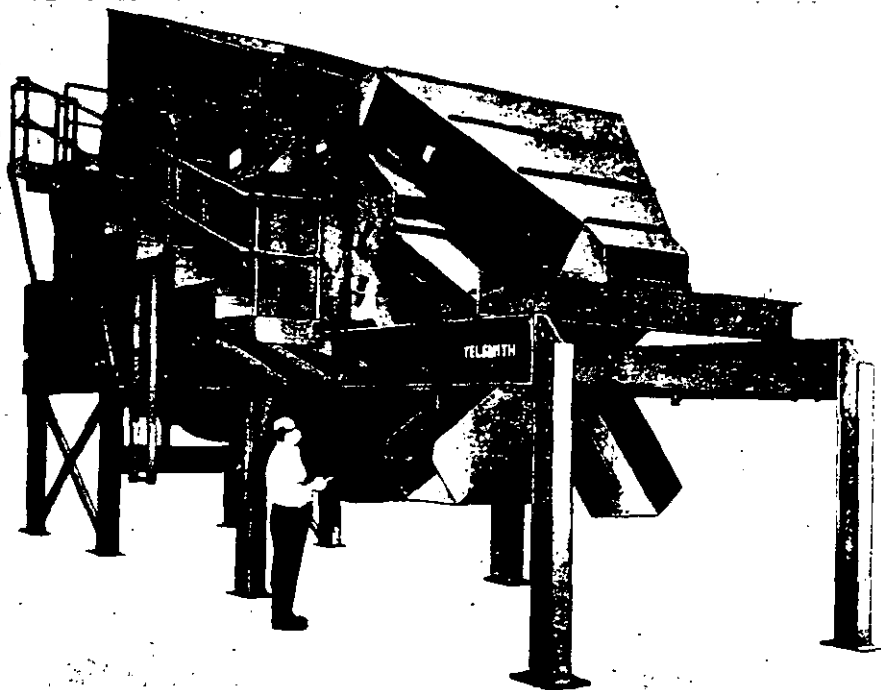


FIG. 71 GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA 8' x 22', EN POSICION DE TRABAJO.

FIG. 72 VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL DE UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA HUMEDA (LAVADO DE AGREGADOS) EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL DE TRES PISOS, Y GUSANO LAVADOR DOBLE.

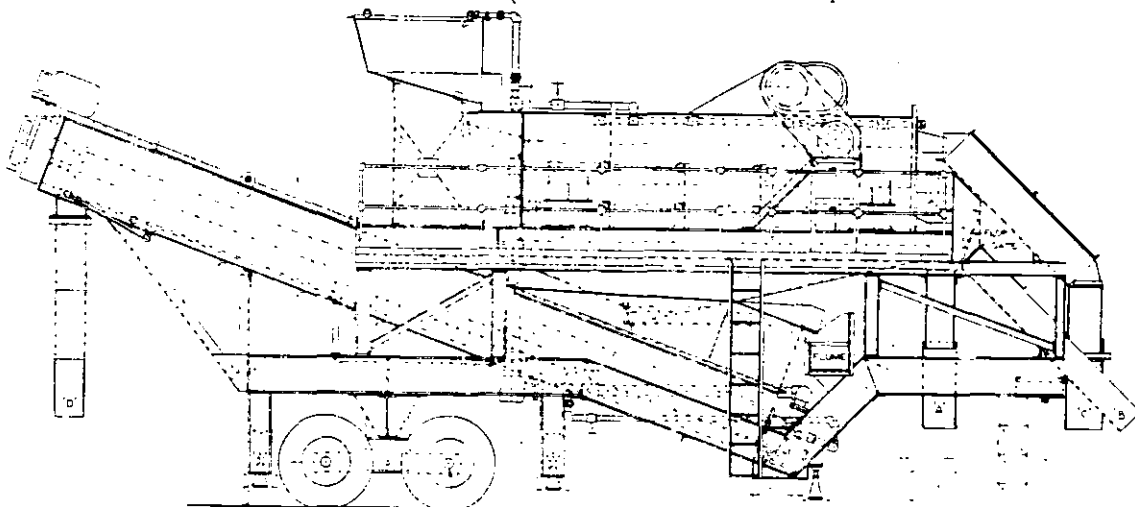
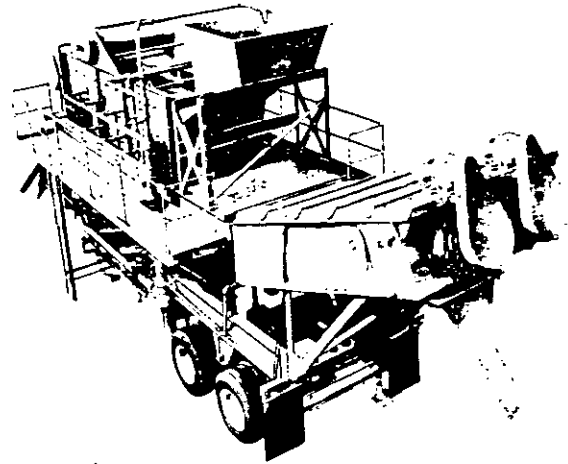
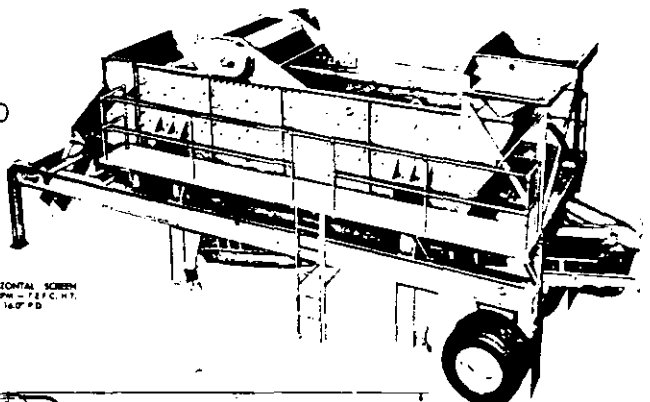
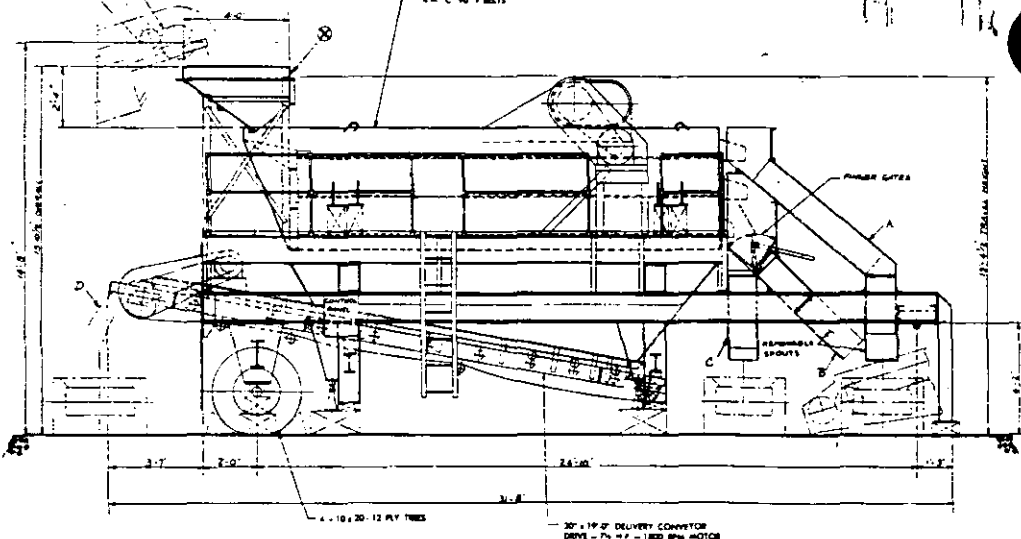


FIG. 73 VISTA GENERAL Y CROQUIS LONGITUDINAL DE UN GRUPO MOVIL DE CRIBADO POR VIA SECA, EQUIPADO CON CRIBA VIBRATORIA HORIZONTAL DE TRES PISOS Y BANDA TRANSPORTADORA DE EVACUACION.



80 800 PORTABLE CONVEYOR 45' 0" x 18"

TELSMITH - 7' x 14" TO HORIZONTAL SCREEN DRIVE - 25 HP MOTOR - 1800 RPM - 7' 1" C. H.T.
4 - 1/2" GROOVE SHEAVES 8" & 14" O.D.
4 - 1" C. 90° BELTS



30' x 14" 2" DELIVERY CONVEYOR DRIVE - 7 1/2 HP - 1800 RPM MOTOR

En la integración de las plantas portátiles modernas de producción de agregados, se procura siempre que sea posible, equipar a las máquinas con motores eléctricos debido a que los motores de combustión interna son muy sensibles a desgastes por los polvos que se producen en este tipo de trabajo.

Si no existe suministro por línea de energía eléctrica, se deberá adquirir un grupo electrógeno que se instalará al abrigo de los polvos producidos, para proporcionar la energía eléctrica requerida por los motores de cada componente de la planta portátil.

Las tendencias actuales entre los grandes constructores de caminos, es la de utilizar equipos de elevadas producciones, sin más limitaciones que su portabilidad, para obtener bajos costos de producción, y poder cumplir con la elaboración de los volúmenes de agregados especificados, en un plazo de tiempo relativamente corto.

Por lo que respecta a las quebradoras primarias de quijadas, en la actualidad los tamaños preferidos por los constructores de caminos, para los cuales ya existen diseños de unidades portátiles son: 20" x 36", 25" x 40", 30" x 42", 36" x 46" y 44" x 48", cuya producción se balanceará con los tamaños respectivos de las trituradoras secundarias y terciarias de cono: 36" (3'), 48" (4'), 51" (4 $\frac{1}{4}$ '), y 66" (5 $\frac{1}{2}$ ').

Las cribas vibratorias más utilizadas, de preferencia horizontales, porque requieren menor espacio vertical de instalación, son en sus versiones de dos y tres pisos, las siguientes: 4' x 12', 4' x 14', 5' x 12', 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', 6' x 18', 6' x 20', 7' x 16', 7' x 18', 7' x 20', 8' x 18', 8' x 20' y 8' x 22'. Para los tamaños superiores a 5' x 16', se procurará instalar la criba por separado en un chasis-remolque individual, para no tener un grupo móvil secundario o terciario de muy elevados pesos y dimensiones.

Ultimamente, ciertos fabricantes de equipo de trituración, han diseñado un tipo de criba vibratoria horizontal con excéntrico inferior, la cual instalada en los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, permiten su transporte por carretera, sin necesidad de desmontar la criba, o bajarla en su posición de trabajo, para poder pasar los pasos superiores o inferiores que se encuentre en el curso de su trayecto de un sitio de explotación a otro (Fig. 74).

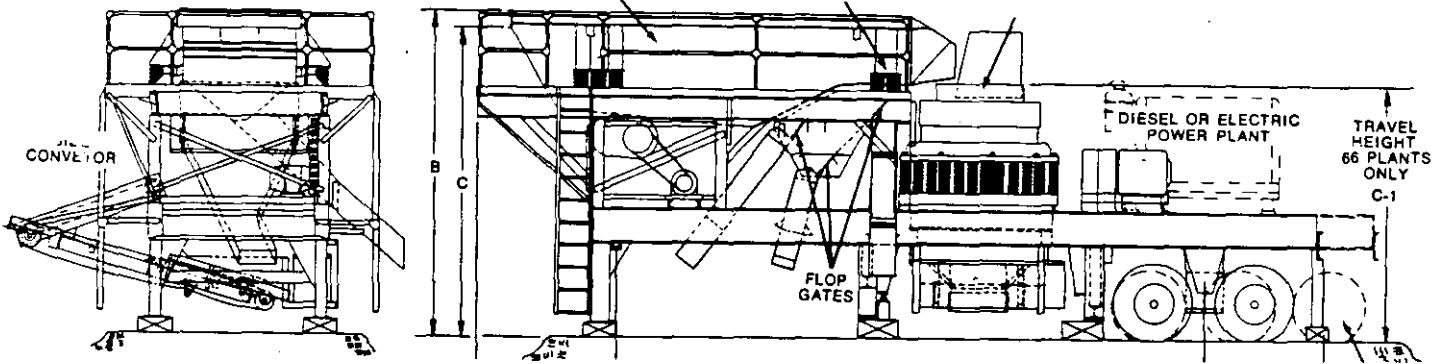
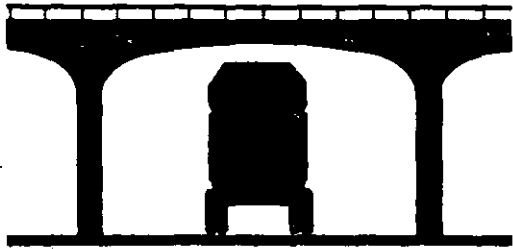


Fig. 74 Grupo móvil de trituración secundaria de "bajo perfil", en posición de trabajo, pocas horas después de haber llegado de su ubicación anterior, con criba vibratoria horizontal de excéntrico inferior 5' x 16' de dos pisos, y trituradora de cono 48 S (4').

Se pueden establecer de lo expuesto anteriormente, las siguientes:

CONCLUSIONES

10. La evolución en las técnicas de construcción de caminos y autopistas, ha conducido a establecer la utilización de agregados pétreos mucho más elaborados, con controles de calidad más estrictos que los que se utilizaban anteriormente, situación que se ha reflejado particularmente en los materiales de base y de carpeta, que tienen hoy en día especificaciones muy rigurosas.
20. Los productores de agregados pétreos han tenido que seguir muy de cerca la evolución de dichas especificaciones, debiendo adaptar sus equipos a la producción de los agregados de calidad exigidos.
30. Se considera que la trituradora de cono, es la máquina idónea para integrar los grupos móviles secundarios y terciarios, por sus cualidades intrínsecas y su versatilidad para procesar cualquier tipo de roca.

40. Las tendencias modernas en la constitución de las plantas portátiles de trituración, es la de emplear máquinas básicas cada vez de mayores capacidades, en quebradoras de quijadas los tamaños de 30" x 42" y 42" x 48" y en trituradoras de cono los tamaños de 48" y 66", capaces de producir del orden de 350 toneladas por hora de materiales de base (0-1½"), a costos de producción reducidos y cumpliendo los programas de trabajo en corto plazo, con las ventajas inherentes de estos hechos.

5

5. EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO

Para que el constructor de obras de ingeniería, pueda seleccionar adecuadamente el equipo de trituración necesario para la producción de agregados pétreos, es indispensable que por lo menos, tenga los siguientes cuatro datos fundamentales:

- 1o. Naturaleza geológica de la roca.
- 2o. Tamaño máximo a la alimentación de la quebradora primaria y en caso de ser una trituración parcial, la granulometría media del banco de agregados naturales.
- 3o. Producción requerida en toneladas por hora.
- 4o. Granulometría del producto a la salida (dimensiones y porcentajes).

La ausencia de cualquiera de estas cuatro informaciones básicas puede dar como consecuencia el seleccionar o bien un equipo menor en capacidad del necesario, o bien un equipo de mayor capacidad y por lo tanto mayor costo; siendo en ambos casos los perjuicios técnicos y económicos muy considerables para el usuario.

Con ayuda de tablas de producciones y curvas granulométricas elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, se resolverá el siguiente problema de selección de equipo de trituración y cribado.

PROBLEMA

Se tiene un banco de basalto limpio de dureza media, del cual se requiere obtener una producción de 90 t/hr. de agregado de

3/8" - 1/4"

0 - 3/8"

para la elaboración de carpeta asfáltica, si después de explotar el banco, el material se tira a volteo por camiones, el tamaño máximo de la roca es de 18", analice y determine cuál es el equipo de criba y de trituración más conveniente para este caso.

En términos generales, en la etapa primaria de reducción, se reduce la roca natural a un tamaño máximo entre 4" y 10" por medio de una quebradora primaria. En la etapa secundaria, se reducirá el producto de la trituración primaria, a un tamaño entre 1½" y 3". En la trituración terciaria, se reducirá el producto de la trituración secundaria a un tamaño menor de 3/4".

La primera máquina que deberá seleccionarse es la quebradora primaria; siendo el alimentador seleccionado a continuación, de acuerdo con el ancho de la boca de la quebradora primaria.

Haciendo uso de las tablas de capacidades de las quebradoras de quijadas, que es el tipo de quebradora primaria utilizado en los trabajos de ingeniería civil, tabla I anexo 1, se ve que una quebradora de quijadas con boca de admisión de 20" x 36", además de admitir sin problemas rocas de 18", tiene una capacidad entre 70 a 125 toneladas por hora (de acuerdo con la dureza del material), a una abertura de salida de 3". Suponemos que para un basalto de dureza media, nos puede dar sin problema 90 toneladas por hora. En caso de materiales blandos (calizas, dolomitas, yeso, carbón), podemos considerar la capacidad máxima indicada de 125 toneladas por hora; mientras que en caso de materiales muy duros y abrasivos (cantos rodados de río, mineral de hierro y trapp), debemos considerar la capacidad mínima indicada de 70 toneladas por hora.

A continuación utilizando la curva granulométrica respectiva, tabla I Anexo 2, vemos que la quebradora de quijadas 20" x 36", con una abertura de salida de 3" nos da material con un tamaño máximo de 5", anotando para nuestro balance granulométrico, los porcentajes producidos de los tamaños entre 5" y 1½", 1½" y 3/4", 3/4" y 3/8" y 3/8" y 0, anotándolos en la tabla de registro elaborada para tal propósito.

La fracción entre 1½" y 5", requerirá trituración secundaria, pa-

ra reducirla toda a material menor de $1\frac{1}{2}$ ". Utilizando la tabla de producción respectiva, Tabla II Anexo 1, seleccionamos una trituradora secundaria de cono modelo 36 S (3"), la cual abierta a $\frac{3}{4}$ " en la salida, tritura las 55 toneladas por hora de material de $1\frac{1}{2}$ " - 5".

Utilizando la curva granulométrica respectiva, Tabla II Anexo 2, se anotan en la tabla de registro los porcentajes y toneladas por hora de los materiales producidos.

Al realizar el balance granulométrico de las etapas primaria y secundaria, se ve que quedan 44.5 toneladas por hora de material entre $\frac{3}{4}$ " y $1\frac{1}{2}$ " que es necesario reducir en una etapa terciaria a material menor de $\frac{3}{4}$ ". Por medio de la tabla de capacidades respectiva, Tabla III Anexo 1, se selecciona para realizar esta reducción, una trituradora terciaria de cono, modelo 36 FC (3'), la cual abierta a $\frac{7}{16}$ " en la salida produce 44.5 toneladas por hora de material menor de $\frac{3}{4}$ ".

Después de efectuar la cuantificación de los porcentajes y toneladas por hora de materiales de 0 - $\frac{3}{8}$ " y $\frac{3}{8}$ " - $\frac{3}{4}$ " producidos en esta etapa, utilizando la curva granulométrica respectiva, Tabla III Anexo 2, se anotará el resumen final del producto producido en las tres etapas de reducción.

Se elaborará a continuación el diagrama de flujo (Flow-Sheet) del proceso, haciendo trabajar tanto la quebradora primaria de quijadas 20" x 36" como la trituradora secundaria de conos 36 S (3'), en circuito abierto, y la trituradora de conos terciaria 36 FC (3'), en circuito cerrado, para tener control del tamaño máximo del producto final.

Si se trata de una instalación portátil o móvil, se dispondrán en chasis-remolques separados: alimentador y quebradora primaria de quijadas, criba-scalper y trituradora secundaria, criba de productos y trituradora terciaria, con las bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento necesarias para establecer el flujo de la planta.

La ventaja de disponer el equipo en grupos móviles de "función unitaria", además de tener unidades de más fácil transporte, operación y mantenimiento, es la de contar con grupos móviles autónomos que puedan trabajar por separado; es decir, en caso por ejemplo, de explotación de un banco de agregados naturales de río, pudiera no necesitarse el grupo primario, o el grupo primario y el secundario, solamente necesitándose el grupo terciario, y por lo tanto, se produciría el material necesario con un costo mínimo; ya que únicamente se utilizaría el equipo que realmente se requiriera de acuerdo con el material natural disponible y el producto que debe elaborarse.

Para el cálculo de la criba, con el auxilio de las tablas de factores, elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, Anexo III, se aplicará la fórmula siguiente:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{\text{Alimentación menos sobretamaño}}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

Fórmula en la cual:

- A = Capacidad específica de la malla en toneladas por hora por pie cuadrado de malla.
- B = Factor en función del porcentaje de sobretamaño en la alimentación a la criba.
- C = Factor en función del porcentaje de la eficiencia de cribado deseada.
- D = Factor en función del porcentaje de material menor a la mitad de la malla calculada, contenido en el material alimentado.
- E = Factor en función de la abertura de la malla en cribado por vía húmeda; cuando se criba por vía seca se tomará este factor igual a la unidad.
- F = Factor en función del orden que tenga la malla calculada en la criba. En la actualidad, se utilizan cribas de uno, dos y tres pisos. En caso de criba de dos o tres pisos, se calculará cada una de las mallas separadamente, y para seleccionar el tamaño de la criba, regirá la malla mayor.

En el problema resuelto anteriormente, la hoja de flujo muestra que la criba de productos tiene dos mallas: 3/4" y 3/8" y que trabaja en circuito cerrado.

1o. Cálculo de la malla de 3/4"

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{184.5 - 44.5}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada: 1.80 toneladas por hora por pie cuadrado malla de 3/4"

B = Para sobretamaño de: $= \frac{44.5}{134.5} \times 100 = 33\% = 0.97$

C = Porcentaje de eficiencia de cribado deseada: 94% = 1.00

D = Porcentaje de material inferior a 3/8": $\frac{46.1}{134.5} \times 100 = 34\% = .88$

E = Para cribado por vía seca: - 1.00

F = Para el primer piso: - 1.00

Sustituyendo estos valores en la fórmula:

$$A_{3/4"} = \frac{90}{1.80 \times 9.7 \times 1.00 \times .88 \times 1 \times 1} = \frac{90}{1.54} = 58 \text{ pies cuadrados}$$

Para la malla de 3/8" del segundo piso, el cálculo será:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{90.0 - 43.9}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada, malla de 3/8" : 1.19 toneladas por hora por pie cuadrado.

B = Para sobretamaño de $\frac{43.9}{90} \times 100 = 49\%$: - 0.90

C = Porcentaje de material inferior a 3/16" : - 30%: - 0.80

E = Para cribado por vía seca: 1.00

F = Para el segundo piso: 0.90

Sustituyendo estos valores en la fórmula:

$$A_{3/8"} = \frac{46.1}{1.19 \times .9 \times 1 \times .8 \times 1 \times .9} = \frac{46.1}{.78} = 59 \text{ pies cuadrados}$$

Puesto que 59 pies cuadrados es mayor que 58 pies cuadrados en este caso regirá el piso inferior de malla 3/8" para seleccionar el tamaño de la criba.

Se seleccionará una criba vibratoria horizontal de dos pisos, de 5' de ancho por 12' de longitud, con una área efectiva de cribado de 5' x 12' = 60 pies cuadrados.

En la integración de plantas portátiles, se prefiere a las cribas horizontales sobre las cribas inclinadas, debido a que las primeras tienen necesidad de menor espacio vertical de instalación, cualidad muy importante para el traslado por carretera de los grupos móviles, ya que con las cribas horizontales se obtienen alturas de la unidad sensiblemente menores a las de los mismos grupos móviles equipados con cribas inclinadas.

BALANCE GRANULOMETRICO

TABLA DE REGISTRO

Tamaño de los materiales	Trituración primaria quebradora de qui- jadas 20" x 36" abier- ta a 3", produce 90 toneladas por hora		Trituración secundaria tritурadora de conos 36 S abierta a 3/4", produce 55 toneladas por hora		Resumen de las etapas primaria y secundaria		Trituración terciaria tritурadora de conos 36 FC abierta a produce 44.5 tonela- das por hora		Resumen fi- nal del pro- ducto	
	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h
1½" - 5"	61%	55.0	—	—	—	—	—	—	—	—
3/4" - 1½"	22%	19.7	45%	24.8	49%	44.5	—	—	—	—
3/8" - 3/4"	9%	8.1	27%	14.8	26%	22.9	47%	21.0	49%	43.9
0 - 3/8"	8%	7.2	28%	15.4	25%	22.6	53%	23.5	51%	46.1
S U M A	100%	90.0	100%	55.0	100%	90.0	100%	44.5	100%	90.0

FLUJO DE LA INSTALACION
(FLOW-SHEET)

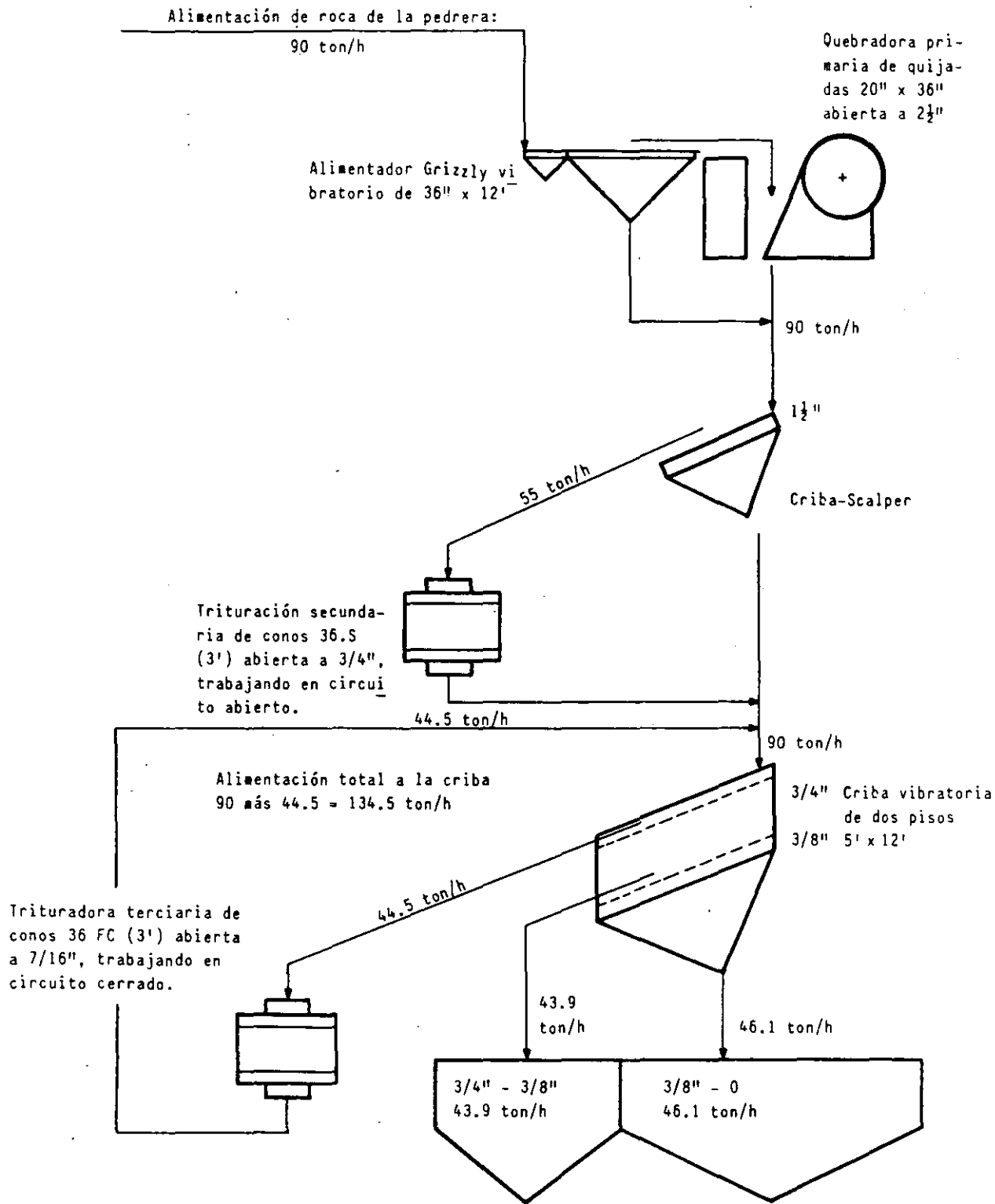


Figura 75.

PROBLEMA DE SELECCION DE EQUIPO

Resolver los siguientes problemas de seleccion de equipo de trituración y cribado, utilizando las tablas y gráficas correspondientes.

PROBLEMA No. 1

Se requiere una producción de 90 ton/hr, siendo los tamaños de los materiales que se necesitan, los siguientes:

Un producto de $1\frac{1}{2}$ " a $\frac{3}{4}$ "
Otro de $\frac{3}{4}$ " a $\frac{3}{8}$ "
y el último de $\frac{3}{8}$ " a 0

Se trata de un banco de basalto, el cual por medio de voladura de dinamita es fragmentado, obteniéndose un material en "greña" con tamaño máximo de 18".

El tamaño de los materiales es el siguiente:

- 18"	+	5"	80%
- 5"	+	$1\frac{1}{2}$ "	10%
- $1\frac{1}{2}$ "	+	$\frac{3}{4}$ "	4%
- $\frac{3}{4}$ "	+	$\frac{3}{8}$ "	4%
- $\frac{3}{8}$ "	+	0	2%

Obtener la solución óptima.

PROBLEMA No. 2

Producción 90 ton/hr

$\frac{3}{4}$ " a $\frac{3}{8}$ "
0 a $\frac{3}{8}$ "

El único cambio en este problema con respecto al anterior, es que ahora se requiere el 100% de material menor de $\frac{3}{4}$ ".

Obtener la solución para primaria y secundaria.

PROBLEMA No. 3

Mismos datos que el problema No. 2; pero ahora la solución es para

primaria, secundaria y terciaria.

PROBLEMA No. 4

Datos básicos:

- A) Explotación de un banco de agregados naturales, conglomerado an desítico.
- B) Tamaño máximo a la alimentación de 8" y una granulometría media del banco como sigue:

Tamaño:		Por ciento
3"	- 8"	:- 40%
1½"	- 3"	:- 20%
3/4"	- 1 ½"	:- 12%
1/4"	- 3/4"	:- 10%
0	- 1/4"	:- 18%
	Suma	:- 100%

- C) Se desea producir material de base 0-1½" para construcción de un camino, necesitándose para cumplir el programa establecido, 225 toneladas métricas por hora de dicho material.
- D) Granulometría del producto: 0-1½", según especificaciones SCT para material de base.

Se pregunta lo siguiente:

- a) Equipo de trituración necesario para producir el material al tamaño y cantidad estipulados. (Seleccionar quebradora de quijadas para la etapa primaria, y trituradoras de cono tipo S y FC, para las etapas secundaria y terciaria respectivamente).
- b) Equipo de cribado necesario para integrar la planta.
- c) Tamaño y tipo del alimentador aconsejable para recibir el material natural en greña (ver la siguiente parte 6).
- d) Establecimiento de la hoja de flujo (Flow Sheet) aconsejable, para el acomodo del equipo (alimentador, trituradoras, cribas) seleccionado, indicando las toneladas por hora y tamaño del material, en cada etapa del proceso de trituración y cribado.

6

6. SELECCION DE LOS ALIMENTADORES DE ROCA

Datos requeridos para seleccionar un Alimentador:

1. Toneladas por hora que deben ser manejadas, incluyendo alimentaciones máxima y mínima.
2. Peso volumétrico del material.
3. Distancia a la cual debe transportarse el material.
4. Altura a la cual el material debe de ser elevado.
5. Limitaciones de espacio.
6. Método utilizado para la carga del Alimentador.
7. Características del Material.

Procedimiento seguido para seleccionar un Alimentador:

Etapa 1: Seleccionar el tipo de Alimentador de acuerdo con el cuadro de "APLICACION DE LOS ALIMENTADORES".

Etapa 2: Seleccionar el ancho del alimentador. El ancho puede depender de la quebradora que va a ser alimentada; por ejemplo, una Quebradora de Quijadas con una determinada boca

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions. It emphasizes that this is crucial for ensuring the integrity of the financial statements and for providing a clear audit trail.

2. The second part of the document outlines the various methods used to collect and analyze data. It includes a detailed description of the sampling techniques employed and the statistical tests used to evaluate the results.

3. The third part of the document presents the findings of the study. It shows that there is a significant correlation between the variables being studied, and that the results are consistent with the hypotheses proposed in the introduction.

4. The fourth part of the document discusses the implications of the findings. It suggests that the results have important implications for the field of research, and that further studies should be conducted to explore these findings in more detail.

5. The fifth part of the document concludes the study. It summarizes the key findings and provides a final statement on the overall significance of the research. It also includes a list of references to the sources used in the study.

6. The sixth part of the document provides a detailed appendix of the data used in the study. This includes a list of all the variables measured, the units of measurement, and the specific values for each data point.

7. The seventh part of the document provides a detailed appendix of the statistical tests used in the study. This includes a list of all the tests performed, the results of the tests, and the interpretation of the results.

8. The eighth part of the document provides a detailed appendix of the conclusions drawn from the study. This includes a list of all the conclusions reached, the evidence supporting each conclusion, and the implications of each conclusion.

9. The ninth part of the document provides a detailed appendix of the acknowledgments. This includes a list of all the individuals and organizations that provided support and assistance during the course of the study.

10. The tenth part of the document provides a detailed appendix of the references. This includes a list of all the sources cited in the study, including books, articles, and other documents.

ANEXOS

—

ANEXO I

CAPACIDADES DE PRODUCCION

TABLA 1

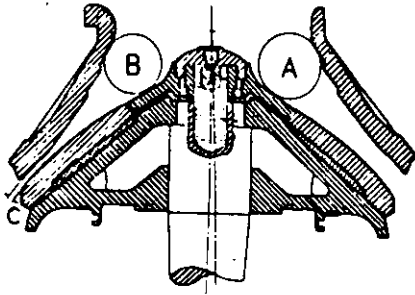
CAPACIDADES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS												
Tamaño	10x16	10x21	10x30	12x36	15x24	15x38	20x36	25x40	30x42	36x46	44x48	50x60
Capacidad en ton/a una abertura de salida de:												
1/2"	4-6	5-7										
3/4"	6-8	7-10	13-20	18-27								
1"	8-11	9-13	17-25	22-33	17-25							
1 1/2"	10-15	15-20	23-34	29-43	29-35	38-57						
2"	14-20	19-26	29-43	36-54	30-45	48-72	45-85					
2 1/2"	17-25	22-33	35-52	43-65	37-55	57-86	58-105					
3"				50-75	43-65	67-100	70-125	110-180				
3 1/2"						76-114	80-145	125-210	140-220			
4"							90-165	140-225	160-240	200-300		
5"							115-200	170-270	190-285	240-360	300-450	420-625
6"							140-240	200-320	220-330	280-420	330-500	460-700
7"							165-280	225-375	260-380	320-480	366-550	505-760
8"								260-430	300-480	350-525	408-610	
8 1/2"										385-585	467-670	590-810
9"										400-610	480-720	600-900
10"										430-650	520-780	650-980
11"											560-840	710-1050
12"												780-1360
13"												900-1470
14"												950-1600
15"												1020-1680
16"												
Palabra Cleve:	Jabot	Jacal	Jade	Jaggy	Jatop	Jarl	Jove	Jounce	Jotunn	Jocund	Jowie	Joei

* Capacidad con taglio corto

TABLA 2 ESPECIFICACIONES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS

Tamaño	10x16	10x21	10x30	12x36	15x24	15x38	20x36	25x40	30x42	36x46	44x48	50x60
Peso neto	2247	2565	4495	5312	4767	8626	12076	16124	24176	34504	50394	75818
Peso para exportación en Kg.	2361	2724	4699	5575	4994	8989	12530	16560	24857	37954	50939	76726
Peso volumen en m ³	3.26	3.68	4.81	5.24	4.67	10.19	14.16	16.28	25.49	31.15	45.76	59.47
Potencia requerida, en HP	10-15	15-20	15-25	40-50	30-40	50-60	75-100	100-125	125-150	150-200	150-200	250-300
Poleas de mando. Diámetro X ancho mm	838x216	838x216	965x267	965x267	965x267	1219x318	1219x375	1372x375	1524x375	1676x406	1829x432	1981x432
RPM	350	350	320	320	320	265	265	260	255	235	220	220

TRITURADORAS SECUNDARIAS Y TERCARIAS DE CONO

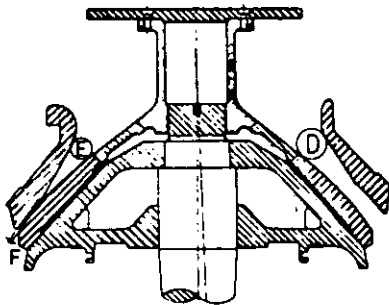


Los diagramas y tablas muestran los lados abiertos y cerrados en la alimentación y el cerrado en la descarga de los materiales

Trituradora Secundaria
Tipo "S"

TABLA 3

Tamaño de la Trituradora y Clave	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "C" indicada, para materiales que pesen 1,500 kg./m ³												
		Lado Abierto "A"	Lado Cerrado "B"		1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"		
		24 S (2 pies) Yacht	Grueso Mediano		3 1/4" 2 1/2"	2 3/4" 1 7/8"	3/8" 1/4"	17	22	27	32	37	42	47	53		
245 S (2 pies) Yak	Grueso	4 5/8"	4 1/8"	1/2"			27	32	37	42	47	53					
36 S (3 pies) Yaud	Extra Grueso	7 1/8"	6 1/4"	3/4"													
	Grueso Mediano	5" 4 1/2"	4" 3 3/4"	1/2" 3/8"		36	41	56	71	77	83	89	105	110			
367 S (3 pies) Yam	Grueso	7 3/4"	6 3/4"	3/4"					71	77	83	89	105	110			
48 S (4 pies) Yaupon	Extra Grueso	8 1/2"	7 1/2"	3/4"													
	Grueso	7 1/2" 5 7/8"	6 1/2" 4 3/4"	3/4" 1/2"													
	Mediano					85	110	135	155	170	185	200	215	230			
489 S (4 pies) Yawl	Grueso	10"	9"	1"							170	185	200	215	230		
66 S (5 1/2" pies) Yarn	Grueso	11"	10"	1"													
	Mediano	9"	8"	3/4"					200	235	275	320	365	410	455		
6614 S (5 1/2" pies) Yap	Grueso	15"	14"	1 1/2"											365	410	455



Trituradora Terciaria
Tipo "FC"

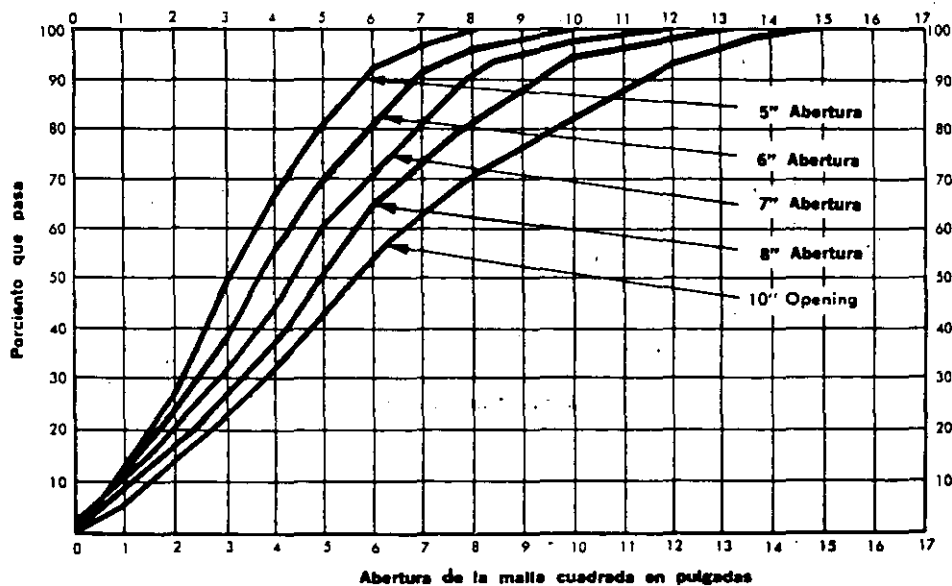
TABLA 4

Tamaño de la Trituradora y Clave	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "F" indicada, para materiales que pesen 1500 kg/m ³								
		Lado Abierto "D"	Lado Cerrado "E"		1/8"	3/16"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	
		24 FC 2 pies Yearning	Grueso Mediano Fino		2 1/2" 1 3/4" 1 5/16"	1 7/8" 1 1/8" 1/2"	1/4" 3/16" 1/8"	6	8	10	14	20	25
36 FC 3 pies Yuga	Grueso	3"	2"	5/16"									
	Mediano Fino	2" 1 3/4"	1 1/8" 3/4"	1/4" 3/16"		22	32	42	52	62	72	80	
48 FC 4 pies Yuie	Grueso	4 1/4"	3"	3/8"									
	Mediano Fino	3" 2 1/4"	1 7/8" 1"	5/16" 1/4"				55	80	105	130	155	180
66 FC 5 1/2" pies Yuman	Grueso	5 3/4"	4"	1/2"									
	Mediano Fino	4 1/2" 3"	2 1/2" 1 1/8"	3/8" 3/8"				95	140	180	215	250	280

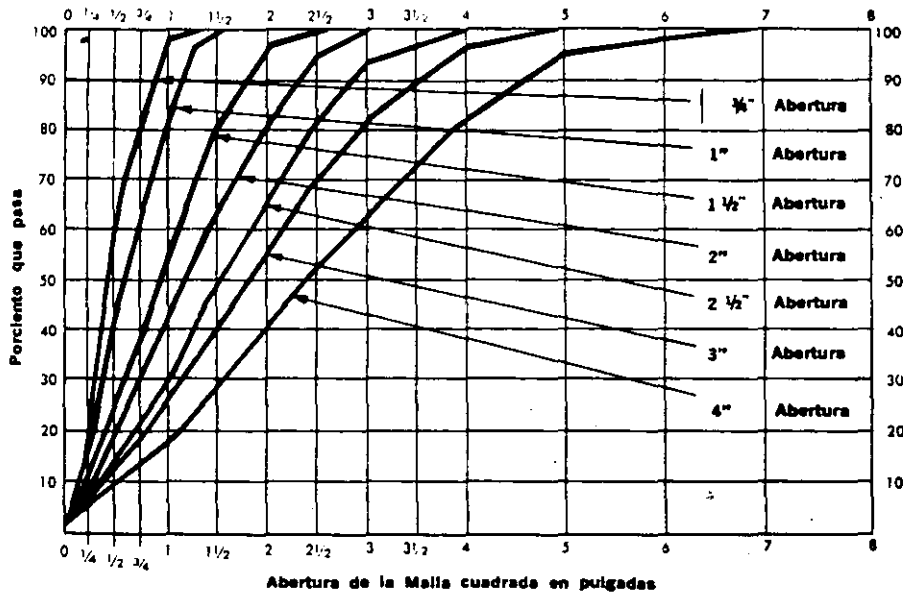
ANEXO 2

CURVAS GRANULOMETRICAS
DEL PRODUCTO TRITURADO

**ANALISIS GRANULOMETRICO
DEL PRODUCTO DE LAS
QUEBRADORAS DE QUIJADAS,
PARA ABERTURAS DE SALIDA
DESDE 5" HASTA 10"**

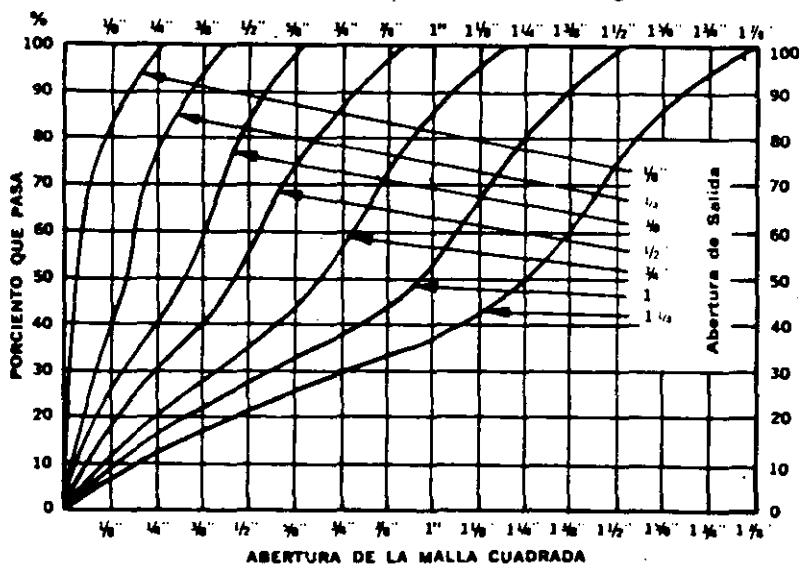


ANALISIS GRANULOMETRICO DEL PRODUCTO DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS, PARA ABERTURAS DE SALIDA DESDE 3/4" HASTA 4"

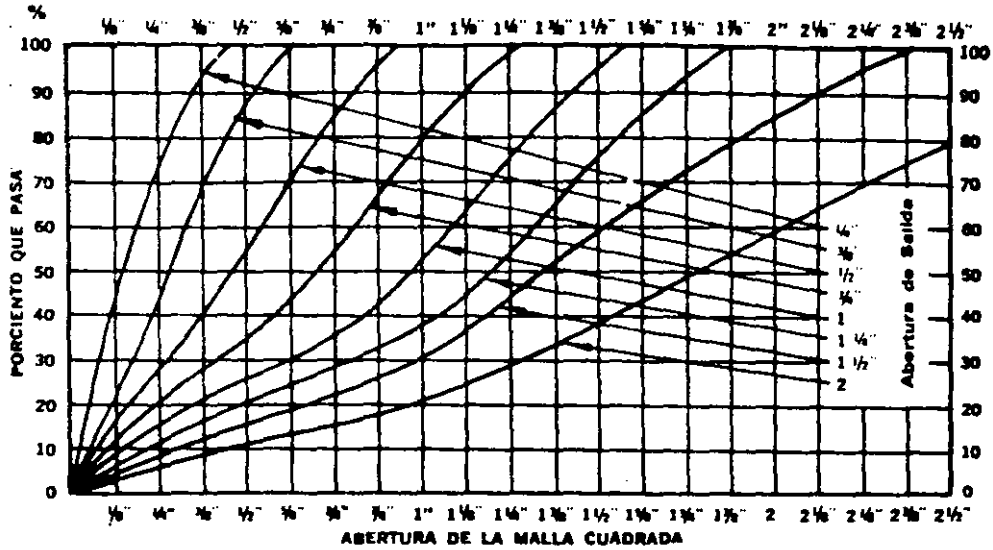


CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO EN LAS TRITURADORAS DE CONO

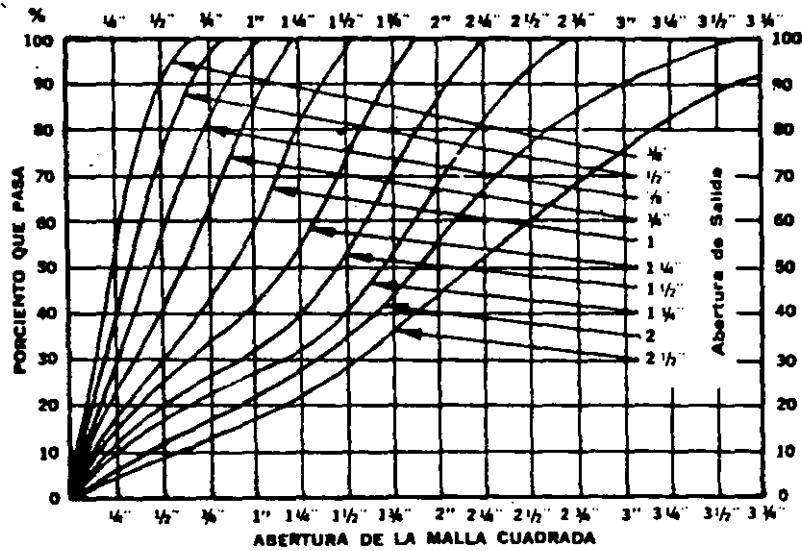
Trituradoras Mod.24, "S" y "FC"



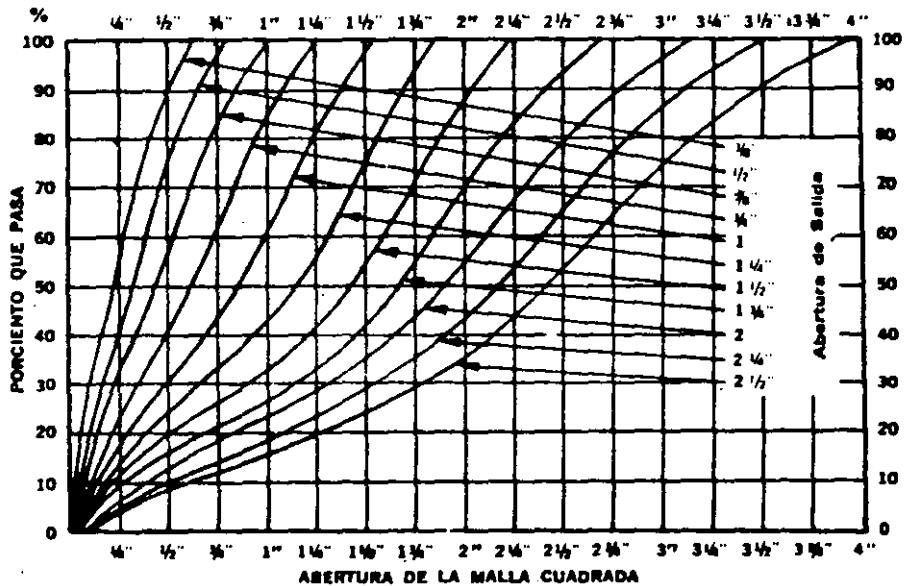
Trituradoras Mod.36, "S" y "FC"



Trituradoras Mod.48, "S" y "FC"



Trituradoras Mod.66, "S" y "FC"



ANEXO 3

**TABLAS DE FACTORES
PARA LA SELECCION DE
CRIBAS VIBRATORIAS**

CAPACIDAD DE LAS CRIBAS VIBRATORIAS

FACTOR "A": CAPACIDAD ESPECIFICA EN TONELADAS CORTAS POR HORA QUE PASAN A TRAVES DE UN PIE CUADRADO DE MALLA, BASADOS EN UNA EFICIENCIA DEL 95%, CON UN SOBRETAMAÑO EN EL MATERIAL ALIMENTADO DEL 25%.

Claro de la Malla Cuadrada	.0116"	.0164"	.0232"	.0328"	.046"	.065"	.093"	1/8"	.131"	.185"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"		
Número de Malla	48	35	28	20	14	10	8		6	4															Usar sólo en Cribas de 1 piso	
Arena	.144	.183	.226	.282	.36	.45	.57	.69	.73	.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Polvo de Roca	.120	.152	.188	.235	.30	.375	.475	.56	.595	.75	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Polvo de Carbón	.091	.115	.142	.178	.226	.284	.36	.43	.45	.57	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Grava de Río	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1.08	1.40	1.68	1.94	2.16	2.36	2.56	2.90	3.20	3.70	4.05	4.30	4.65	4.90		
Piedra Triturada	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.88	1.19	1.40	1.60	1.80	1.96	2.12	2.40	2.68	3.10	3.38	3.60	3.86	4.07		
Carbón	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.68	.86	1.04	1.21	1.36	1.48	1.60	1.83	2.00	2.31	2.53	2.69	2.91	3.06		

Factor "B" Es función del porcentaje de sobretamaño contenido en la alimentación a la Criba.

Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"	Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"
10%	1.05	85%	.64
20%	1.01	90%	.55
30%	.98	92%	.50
40%	.95	94%	.44
50%	.90	96%	.35
60%	.86	98%	.20
70%	.80	100%	.00
80%	.70		

CAPACIDAD DE LAS CRIBAS VIBRATORIAS

Eficiencia deseada	60%	70%	75%	80%	85%	90%	92%	94%	96%	98%	Factor "C": Una separación perfecta o eficiencia del 100% no es económica. En la práctica del cribado de agregados, se acepta una eficiencia del 94%.
Factor "C"	2.10	1.70	1.55	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	.95	.90	

Cantidad en la alimentación menor de la mitad de la malla de cribado	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	Este factor es necesario considerarlo cuidadosamente cuando se esté cribando un material con alto contenido de arena o roca fina. Por ejemplo, si se está cribando a $\frac{1}{2}$ ", considerar el porcentaje menor a $\frac{1}{4}$ " en la alimentación
Factor "D"	.55	.70	.80	1.00	1.20	1.40	1.80	2.20	3.00	---	

CRIBADO POR VIA HUMEDA

Tamaño de la Abertura de la malla (Pulgadas o número de la malla)	20	14	10	8	1/8"	6	4	1/4"	5/16"	3/8"	$\frac{1}{2}$ "	3/4"	1" ó más
Factor "E"	1.10	1.50	2.00	2.25	2.50	2.50	2.50	2.25	2.00	1.50	1.30	1.20	1.10

El cribado por vía húmeda abajo de la malla # 20, no se recomienda. Si se criba por vía seca, se utilizará un factor "E" igual a 1. Un cribado por vía húmeda significa el utilizar de 5 a 10 galones por minuto de agua por cada yarda cúbica de material producido por hora, o sea que por cada 50 yardas cúbicas por hora de material, se necesitarán de 250 a 500 galones por minuto de agua.

Piso	Superior	Segundo	Tercero	Para una criba de un piso, se usará un factor "F" igual a 1. Para una criba de dos o tres pisos, para el cálculo de cada piso, se utilizará el factor "F" indicado correspondiente.
Factor "F"	1.00	.90	.75	

ANEXO 4

TRANSPORTADORES DE BANDA

Tablas numéricas y gráficas para la resolución de problemas de selección de bandas transportadoras para manejo , almacenamiento y recuperación de materiales pétreos a granel.

FORMA DE SELECCIONAR ADECUADAMENTE LAS BANDAS TRANSPORTADORAS

CAPACIDAD DE ACARREO DE LAS BANDAS

La capacidad de acarreo de las bandas transportadoras depende de su ancho, velocidad y configuración de su artesa o rodillos.

En la tabla 1 se dan las capacidades teóricas de acarreo para diferentes velocidades de las bandas y ángulos de inclinación de los rodillos, considerando una velocidad de 100 pies por minuto (ppm) y un peso del material de 100 libras por pie cúbico. En la nota de pie (1) se indica la manera de calcular las capacidades teóricas para otras velocidades y pesos de material.

Los pesos en libras por pie cúbico y otras características de algunos de los materiales más comunes se indican en la tabla 2.

ANCHO DE LA BANDA.— Para determinar el ancho de la banda, velocidad de la misma y configuración de la artesa, se selecciona la banda de ancho menor que conduzca al material extendido y lo transporte con la capacidad requerida sin exceder la velocidad máxima recomendable. Ver la tabla 3.

RODILLOS LATERALES INCLINADOS.— Se tienen varias ventajas importantes que se pueden aprovechar con el uso de rodillos laterales inclinados, colocados para formar la artesa. Estas son:

1. Una alta capacidad de la banda, dado que al incrementar la sección transversal se tiene una mayor capacidad de carga transportada.
2. Ahorro en espacio, en costo estructural y de mantenimiento porque con el uso de rodillos de carga lateral de elevación inclinada es frecuente utilizar bandas angostas para conducir la capacidad calculada.
3. Menor deterioro en la protección de la banda dado que el material "almacenado arriba" está en menor contacto directo con la banda.
4. Reducción de desperdicios por derrame de material.

Antes de tomar la decisión final ya sea que se emplee o no rodillos laterales inclinados, es necesario ser cuidadoso

con algunos aspectos críticos para la transportación de la carga calculada. Entre estos, primero está la construcción de la banda. La estructura de la banda debe ser bastante flexible en la curvatura de la artesa; esto es, donde se encuentra la zona central de los rodillos inclinados. De igual manera, en algunas ocasiones no es necesario que la banda sea lo bastante flexible en la zona de los rodillos inclinados.

La velocidad de la banda debe ser lo suficientemente alta para que la descarga del material tenga una trayectoria bien definida, y no se realice por los lados de la banda ni muy alejada del lugar de la descarga principal. Para que lo anterior tenga una alta aplicación, se sugiere una velocidad mínima en la banda de 350 pies por minuto (ppm) para un ángulo de inclinación de la artesa de 35° , ó de 450 ppm para un ángulo de inclinación de la artesa de 45°

Otro factor que es necesario considerar para la aplicación de los rodillos profundos de la artesa es la distancia de transición entre la carga y la descarga final. Esta distancia es la comprendida entre la última polea y el rodillo próximo colocado en la profundidad de la artesa. Dicha distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir excesos de tensión en los bordes de la banda ya que va desde una condición de artesa afilada hasta la condición de rodillo liso sobre la polea.

De otra manera, la distancia no debe ser tan grande que provoque derrame de material.

Para rodillos de carga lateral de la artesa con una inclinación de 35° a 45° , las siguientes recomendaciones mantendrán la tensión de los bordes de la banda a un nivel seguro.

Para 35° de inclinación.- La colocación del último rodillo de carga lateral deberá estar alejado de la polea a no menos de 1.5 veces el ancho de la banda.

Para 45° de inclinación.- La colocación del último rodillo de carga lateral deberá estar alejado de la polea a no menos de 2 veces el ancho de la banda.

Si la aplicación de cualquiera de estas guías provoca un tramo mayor que el espaciamiento normal de rodillos en el transporte, entonces se debe considerar usar un rodillo de transición, esto es, un rodillo con un ángulo de inclinación de aproximadamente la mitad de la inclinación que tenga el último rodillo colocado en la profundidad de la artesa.

TABLA 1.- CAPACIDADES MAXIMAS DE LA BANDA

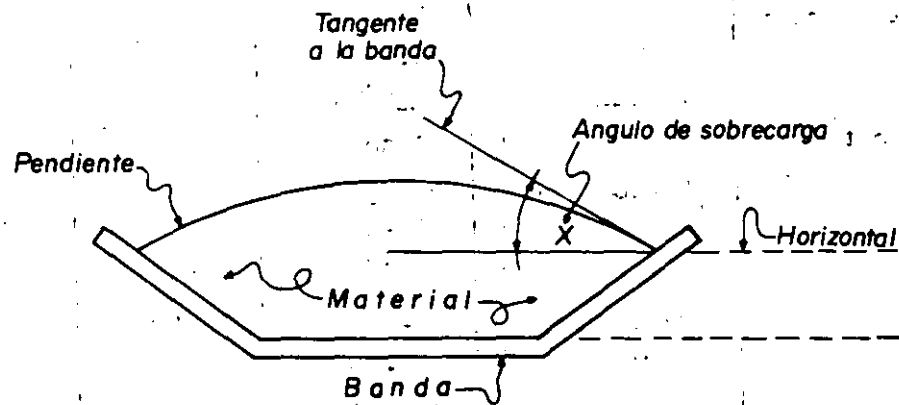
Ancho de la banda en pulgadas	Angulo de inclinación de la artesa en grados	CAPACIDAD MAXIMA DE LA BANDA EN TON/H. (1)					Tamaño máximo del material en pulgadas	
		Angulo de sobrecarga (2)					Tamaño uniforme	Mezclado con 50% de finos (3)
		5°	10°	20°	25°	30°		
18	20	--	--	50	56	63	4	4
	35	No recomendable						
	45	No recomendable						
24	20	--	--	96	108	120	5	7
	35	--	102	122	132	142	5	7
	45	106	115	132	140	170	5	7
30	20	--	--	157	175	195	6	10
	35	--	167	200	215	232	6	10
	45	175	187	215	230	244	6	10
36	20	--	--	230	260	290	7	12
	35	--	248	295	318	343	7	12
	45	258	278	318	340	360	7	
42	20	--	--	320	360	400	8	14
	35	--	344	408	442	475	8	14
	45	358	386	440	470	500	8	14
48	20	--	--	430	480	530	10	16
	35	--	457	540	645	630	10	16
	45	475	510	584	623	660	10	16
54	20	--	--	547	612	678	11	18
	35	--	585	693	750	806	11	18
	45	608	655	748	797	845	11	18
60	20	--	--	680	762	844	12	20
	35	--	730	863	933	1000	12	20
	45	758	815	930	992	1050	12	20

(1) Todas las capacidades están en función para un peso del material de 100 libras/pie³ y para una velocidad de la banda de 100 ppm. Para otros materiales, para obtener sus capacidades equivalentes hay que multiplicar los valores de la tabla $\times \frac{\text{Lb/pie}^3}{100}$

Para otras velocidades de la banda, las capacidades equivalentes se obtienen multiplicando los valores de la tabla $\times \frac{\text{ppm}}{100}$

- (2) El ángulo de sobrecarga es el formado entre una línea horizontal y la tangente de la pendiente del material, ambas líneas pasan por el punto donde se toca dicha pendiente con la banda inclinada. Generalmente este ángulo es 10° ó 15° menor que el ángulo de reposo.

Ver la figura que se indica a continuación.



- (3) "Material mezclado con 50% de finos", por lo menos la mitad de este material deberá ser menor que la mitad del tamaño máximo contenido en el material.

TABLA 2.- CARACTERÍSTICAS VOLÚMETRICAS DE MATERIALES COMUNES

Material	Tamaño y Estado	Peso, Lb/pie ³	Angulo de sobrecarga en grados	Angulo máximo de transporte en grados
Acido fosfórico		60		
Alúmina		50- 65		12
Alumbre	Pedazo	55		
Asbesto	Roca pequeña	81	20	
Asbesto	Partícula	22		
Cenizas	Secas	35	25	22
	Húmedas	45		27
	Produce gas húmedo	78		

Grava y arena (Mezcladas)	Húmeda	100-130		
	$\frac{1}{2}$ " - 3"	70- 80		15-21
Yeso	Polvo	60- 70		23
Ilmenita		140-160		
Mineral de hierro	$\frac{1}{2}$ " - 3"	130-145	20	22
	Polvo	105-120		25
Caolín	Arcilla	65		20
	Pigmento blanco	250-260		
Plomo				
Piedra caliza	Suelta	100		
	Apiñada	90	25-30	20
	Fina	80- 85		20
Manganeso	Oxido	120		
Marmól	Sólido, compacto	165		
	Suelto	100		
Mica	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95		
	Polvo	75- 80		
Montero	Húmedo	150		
Concha de ostra		62		
Turba	Sólida seca	30		
	Suelta seca	20		
Petróleo (combustible)		35- 40		
Roca fosfónica	Suelta quebrada	75	25	15
	Húmeda quebrada	85		
	Granular	95		
Brea		72		
Plástico	Polvo	30- 40		
Sal potásica	Silvestre	80		
Piedra pómez	Tierra	40		
Cuarzo	$\frac{1}{2}$ " - 3"	80- 95		
	Polvo	70- 80		

Roca	Triturada	125-145		21
	Ordinaria	56	10	20
	Fina	75	15	11
Arena	Húmeda	110-130	20-30	22
	Seca	90-110	10-20	15
Escama	Laminadero	125		
Pizarra		85-100	25	20
Sinterizado		125		
Granulado	Granular seco	60- 65	12	18
	Granular húme do	90-100		22
Pizarra, esquis to	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95	15	20
	Polvo	70- 80		15
Cenizas de sosa	Encendidas	30- 65	17	20
	Densas		22	20
Azucar	En forma de co no	25		
	En bruto	55- 65		
	Refinada	55		
Sulfuros	Sólido	125		
	$\frac{1}{2}$ " - 3"	75- 90	20-25	20
	Polvo	65- 75		
Talco	$\frac{1}{2}$ " - 3"	85- 95		
	Polvo	75- 80		
Roca ígnea (basalto)		105		
	Polvo	95		
Césped	seco	30		
Madera (asti- llas)		12- 25	7	25
Zinc	Triturado	150-160		22
	Concentrado	75- 80		
	Oxido	10- 30		

TABLA 3.- VELOCIDADES MAXIMAS RECOMENDADAS DE LAS BANDAS EN PIES POR MINUTO (P.P.M.)

M A T E R I A L			VELOCIDAD DE LA BANDA (PPM)								
			ANCHO DE LA BANDA								
CARACTERISTICAS		EJEMPLO	18"	24"	30"	36"	42"	48"	54"	60"	
Los fragmentos son del Tamaño máximo recomendado (1)	No abrasivo	Carbón de piedra, tierra	350	400	450	500	550	600	600	600	
	Semi-abrasivo	Grava, cascajo	300	350	400	450	500	550	550	550	
	Altamente abrasivo	Roca, mineral	250	300	350	400	450	500	500	500	
Los fragmentos son de $\frac{1}{2}$ del tamaño máximo recomendado (1)	No abrasivo	Carbón de piedra, tierra	400	450	500	550	600	650	700	750	
	Semi-abrasivo	Grava, cascajo	350	400	450	500	550	600	650	700	
	Altamente abrasivo	Roca, mineral	300	350	400	450	500	550	600	650	
Granular 1/8" - $\frac{1}{2}$ "		Arena, grano, astilla	400	500	600	700	800	900	900	900	
Finos aereados		Cemento, cenizas	200 - 300								
Transporte con descarga Móvil			200								

(1) Ver la Tabla 1, columna correspondiente a "Tamaño Máximo del Material en pulgadas"

SELECCION DE RODILLOS

SERIES DE RODILLOS (TIPOS)

Después de determinar el ancho y la velocidad de la banda, se debe seleccionar adecuadamente la serie o tipo de rodillo. Esta selección está regida por tres condiciones que se deben considerar:

1.- TIPO DE SERVICIO.- Condiciones de operación bajo las cuales van a operar los rodillos. En éstas se incluyen las horas de operación por día y la vida útil del sistema de transporte.

Un factor de servicio, llamado Factor "A", se da en la Tabla 4 para diferentes tipos y condiciones de servicio de los rodillos. Los primeros cuatro factores se utilizan para determinar adecuadamente la serie de rodillos para un trabajo dado.

2.- TIPO DE MATERIAL.- Las características del material juega un papel importante en la selección de la serie de rodillos. El Factor del material, "B", se enlista en la Tabla 5, estos están en base al peso/pie³ y al tamaño máximo del material que será manejado.

3.- VELOCIDAD DE LA BANDA.- Este factor determina el grado de la rotación de los rodillos, y por tanto la frecuencia entre los contactos superficiales de la banda y los rodillos. En consecuencia, la velocidad de la banda afecta la vida útil de los rodillos y en su capacidad. Como se observa, en la Tabla 6 se dan los diámetros de los rodillos de acuerdo con la serie de los mismos.

PROCEDIMIENTO PARA LA SELECCION DE LAS SERIES.- La serie de rodillos más adecuada para un trabajo en particular, se puede determinar por el siguiente procedimiento:

- 1.- En la Tabla 4, se encuentra el Factor de Servicio "A", para las condiciones específicas de aplicación.
- 2.- En la Tabla 5, se localiza el Factor de Material "B", para el material que será transportado.
- 3.- Multiplicar el Factor "A" por Factor "B". Con esto se obtiene el Factor "C" para su aplicación.
- 4.- Ir a la Tabla 6. Dibujar una línea horizontal correspondiente a la velocidad de la banda previamente determinada, y con una línea vertical para la aplicación del Factor "C".
- 5.- Usar el tipo de serie y el diámetro de rodillo designado para la "zona" en la cual se intersectan las dos líneas.

Ejemplo A: Determine la serie correcta de rodillos para su uso en la siguiente aplicación:

Operación de la banda transportadora en dos turnos, 12 horas al día.

Material con peso volumétrico de 100 Lb/pie^3 , con un tamaño máximo de 10".

Velocidad de la banda predeterminada: 450 pies/minuto.

- Paso 1.- De la Tabla 4, el Factor de Servicios "A" es 12.
- Paso 2.- De la Tabla 5, el Factor de Material "B" es 96.
- Paso 3.- El Factor "C" = $(12 \times 96) = 1152$
- Paso 4.- En la Tabla 6, dibujar una línea horizontal para una velocidad de la banda de 450 pies/minuto, y una línea vertical para un factor "C" de 1152.
- Paso 5.- Se elige la serie R con 6" de diámetro para los rodillos, ya que la intersección de las dos líneas se encuentra en la zona de este tipo de rodillos.

Ejemplo B: Determine la serie correcta de rodillos para esta aplicación.

Transporte operando con dos turnos, 14 horas al día.

Material con peso volumétrico de 125 Lb/pie³, con un tamaño máximo de 12".

Velocidad de la banda predeterminada: 650 pies/ - minutos.

- Paso 1.- De la Tabla 4, el Factor de Servicio "A" es 15.
- Paso 2.- De la Tabla 5, el Factor de Material "B" es 140.
- Paso 3.- El Factor "C" = (15 x 140) = 2100
- Paso 4.- En la Tabla 6, dibujar una línea horizontal para una velocidad de la banda de 650 pies/minutos, y una línea vertical para un factor "C" de 2100.
- Paso 5.- Se elige la serie S con 7" de diámetro para los rodillos, ya que la intersección de las dos líneas se encuentra en la zona de este tipo de rodillos.

NOTA: En la mayor parte de las aplicaciones, los rodillos de retor no deben ser de la misma serie que la de los rodillos de car ga laterales.

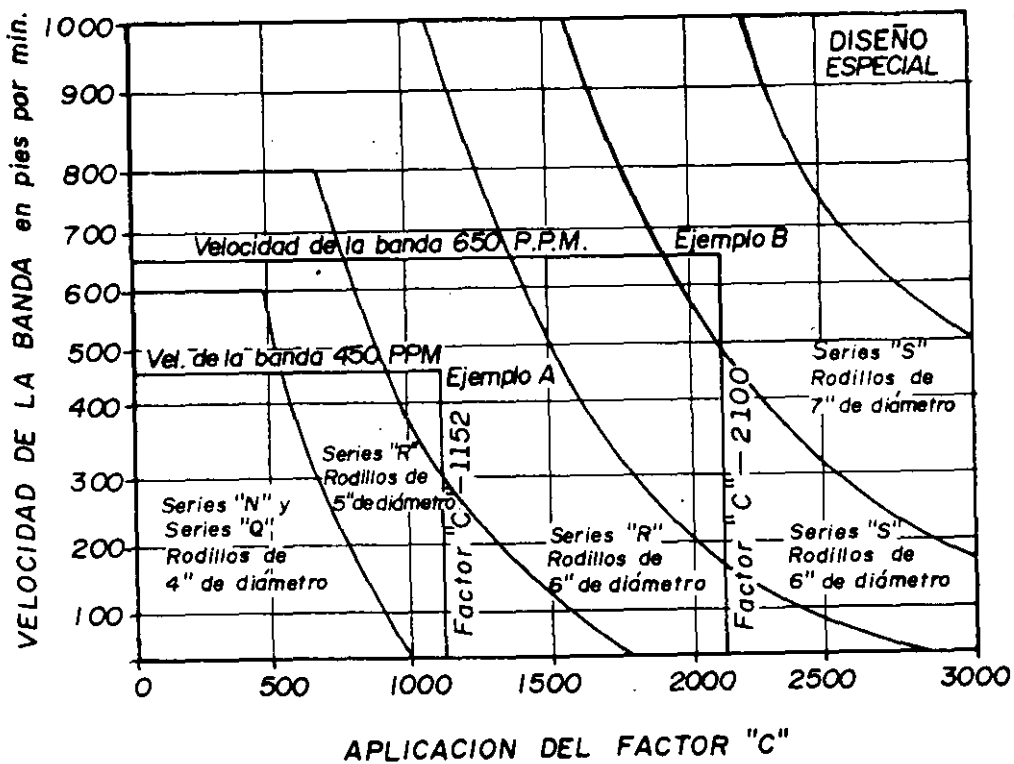
Tabla 4.- FACTOR DE SERVICIO "A" PARA RODILLOS

Tipos de Servicios	Factor "A"
<p>1.- OPERACION INTERMITENTE</p> <p>a) Menor que 6 horas por día</p> <p>b) Instalaciones temporales portátiles</p> <p>c) Carga temporal</p> <p>d) Transporte de materiales con peso mayor a 120 lb/pie³.</p>	<p>6</p> <p>6</p> <p>12</p> <p>15</p>
<p>2.- OPERACION CON UN TURNO</p> <p>a) Operando de 6 a 9 horas por día</p> <p>b) Tamaño graduado con material hasta 80 lb/pie³ inclusive</p> <p>c) Tamaño graduado con material hasta 120 lb/pie³ inclusive</p> <p>d) Tamaño grad. con mat. mayor de 120 lb/pie³ de peso.</p> <p>e) Cualquier tamaño del material pero limitado por el ancho de la banda</p>	<p>9</p> <p>9</p> <p>12</p> <p>15</p> <p>15</p>
<p>3.- OPERACION CON DOS TURNOS</p> <p>a) Operando de 10 a 16 horas por día</p> <p>b) Cualquier tamaño del material pero hasta 100 lb/pie³ de peso inclusive.</p> <p>c) Tamaño grad. con mat. mayor a 100 lb/pie³ de peso.</p> <p>d) Cualquier tamaño del material, pero limitado por el ancho de la banda</p>	<p>12</p> <p>12</p> <p>15</p> <p>15</p>
<p>4.- OPERACION CONTINUA</p> <p>a) Operando más de 16 horas por día, todos los materiales</p>	<p>15</p>

TABLA 5.- FACTOR DE MATERIAL "B".

Tamaño máximo del material en pulgadas	FACTOR "B"						
	Peso volumétrico del material, en Lb/pie ³						
	50	75	100	125	150	175	200
4	24	36	48	60	72	84	96
6	32	48	64	80	96	112	128
8	40	60	80	100	120	140	160
10	48	72	96	120	144	168	192
12	56	84	112	140	168	196	224
14	64	96	128	160	192	224	256
16	72	108	144	180	216	252	288
18	80	120	160	200	240	280	320

TABLA 6.- SELECTOR DE SERIES



ESPACIAMIENTO ENTRE RODILLOS

El espaciamiento adecuado para los rodillos de carga lateral depende primeramente del ancho de la banda y del peso del material. En la Tabla 7 se da el espaciamiento normal para los rodillos de carga lateral y para los de retorno para su aplicación en la práctica en general.

Para algunas aplicaciones, en distancias de acarreo en particular, es conveniente que el espaciamiento entre rodillos sea gradual. En estos casos, se debe tener cuidado en el diseño tanto en el peso individual de cada rodillo como en la curvatura (catenaria) entre los mismos. Si cree que el espaciamiento gradual sería más ventajoso en el transportador, debe ponerse en contacto con el especialista.

PUNTOS DE CARGA.- Los rodillos de carga lateral suplementarios estarán montados debajo de los puntos de carga con el fin de prevenir desperdicios por derrames.

Generalmente los rodillos están colocados en esta posición para que cuando el material sea cargado, estén en contacto con la banda, y no directamente sobre uno de estos. El espaciamiento para los puntos de carga debe ser de una y media veces aproximadamente del espaciamiento normal para los rodillos de carga lateral, según se muestra en la Tabla 7.

TABLA 7.- ESPACIAMIENTO ENTRE RODILLOS

Ancho de la Banda en pulgadas	ESPACIAMIENTO NORMAL RECOMENDADO						
	Rodillos de carga lateral						Rodillos de Retorno.
	Peso volumétrico del material, en Lb/pie ³						
	30	50	75	100	150	200	
18	5'-6"	5'-0"	5'-0"	5'-0"	4'-6"	4'-6"	10'-0"
24	5'-0"	4'-6"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	4'-0"	10'-0"
30	5'-0"	4'-6"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	4'-0"	10'-0"
36	5'-0"	4'-6"	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-6"	10'-0"
42	4'-6"	4'-6"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
48	4'-6"	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
54	4'-6"	4'-0"	3'-6"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	10'-0"
60	4'-0"	4'-0"	3'-6"	3'-0"	3'-0"	3'-0"	10'-0"

RODILLOS DE TRANSICIÓN.- Como se explicó anteriormente, la distancia mínima entre la zona de descarga y el último rodillo de carga lateral deberá ser como se indica a continuación:

Para 20° de inclinación de los rodillos laterales - 1.0 el ancho de la banda.

Para 35° de inclinación de los rodillos laterales - 1.5 el ancho de la banda.

Para 45° de inclinación de los rodillos laterales - 2.0 el ancho de la banda.

Si la distancia entre la polea y el rodillo de carga lateral de la artesa excede el espaciamiento normal recomendado en la Tabla 7, entonces la transportación requiere de una zona de rodillos de transición. Los rodillos comprendidos en esta zona deberán tener una inclinación de la mitad del ángulo del último rodillo de carga lateral. Si prescindimos de esta unidad de transición y utilizamos una unidad normal de rodillos de carga lateral, entonces el rodillo próximo a la descarga no debe estar colocado demasiado alto en relación con la descarga. De lo contrario la banda puede forzarse y provocar vaivenes en los puntos donde se encuentran los rodillos de carga lateral y puede llegar a plegarse.

NUMERO DE RODILLOS REQUERIDOS.

Para determinar el número de rodillos de carga lateral requeridos para el transporte se requiere de la fórmula siguiente: Divida la longitud o distancia de transporte (en pies) - entre el espaciamiento de rodillos (en pies, ver la Tabla 7). Después hay que aumentar dos rodillos por cada punto de carga.

Para los rodillos de retorno, divida la distancia de transporte (en pies) entre el espaciamiento de rodillos de retorno (en pies, ver Tabla 7), y réstele uno.

Ejemplo: Determine el número de rodillos de carga lateral y de retorno necesarios para la siguiente banda transportadora:

- 30" de ancho y 402' de longitud
- Recomendando un espaciamiento entre rodillos de carga lateral de 4'.
- Un punto de carga, el final de la banda.

Número de rodillos de carga lateral:

$$\frac{402}{4} + 2 = 102.5 = 103 \text{ rodillos de carga lateral}$$

Número de rodillos de retorno:

$$\frac{402}{10} - 1 = 39 \text{ rodillos de retorno.}$$

REPRESENTACION DE CAPACIDADES EN LAS PILAS DE ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.

La gráfica y los ejemplos aquí mostrados tienen por objeto proporcionarle rapidez y facilidad para determinar el volumen y dimensiones aproximadas para las pilas de material más comunes.

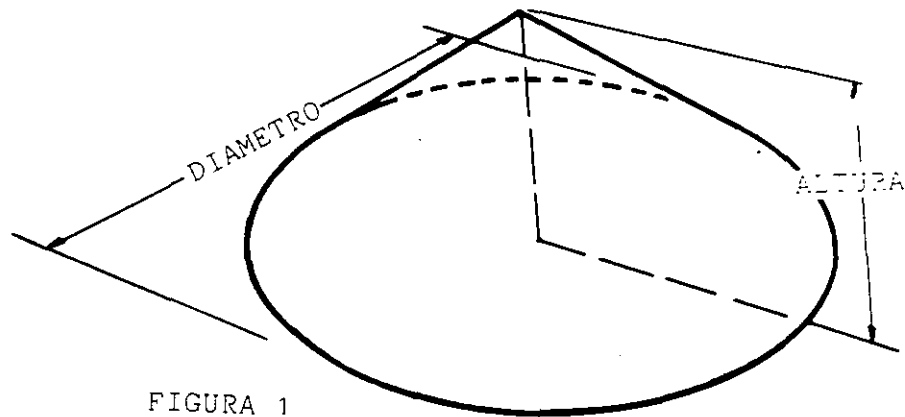


FIGURA 1

VOLUMENES Y DIMENSIONES DE PILAS CONICAS. Uso de la gráfica No. 1.

Como el ángulo de reposo y la densidad (en lb/pie^3) de un material son conocidos, el tamaño y volumen de cualquier pila de material requerida se pueden determinar usando la gráfica No. 1.

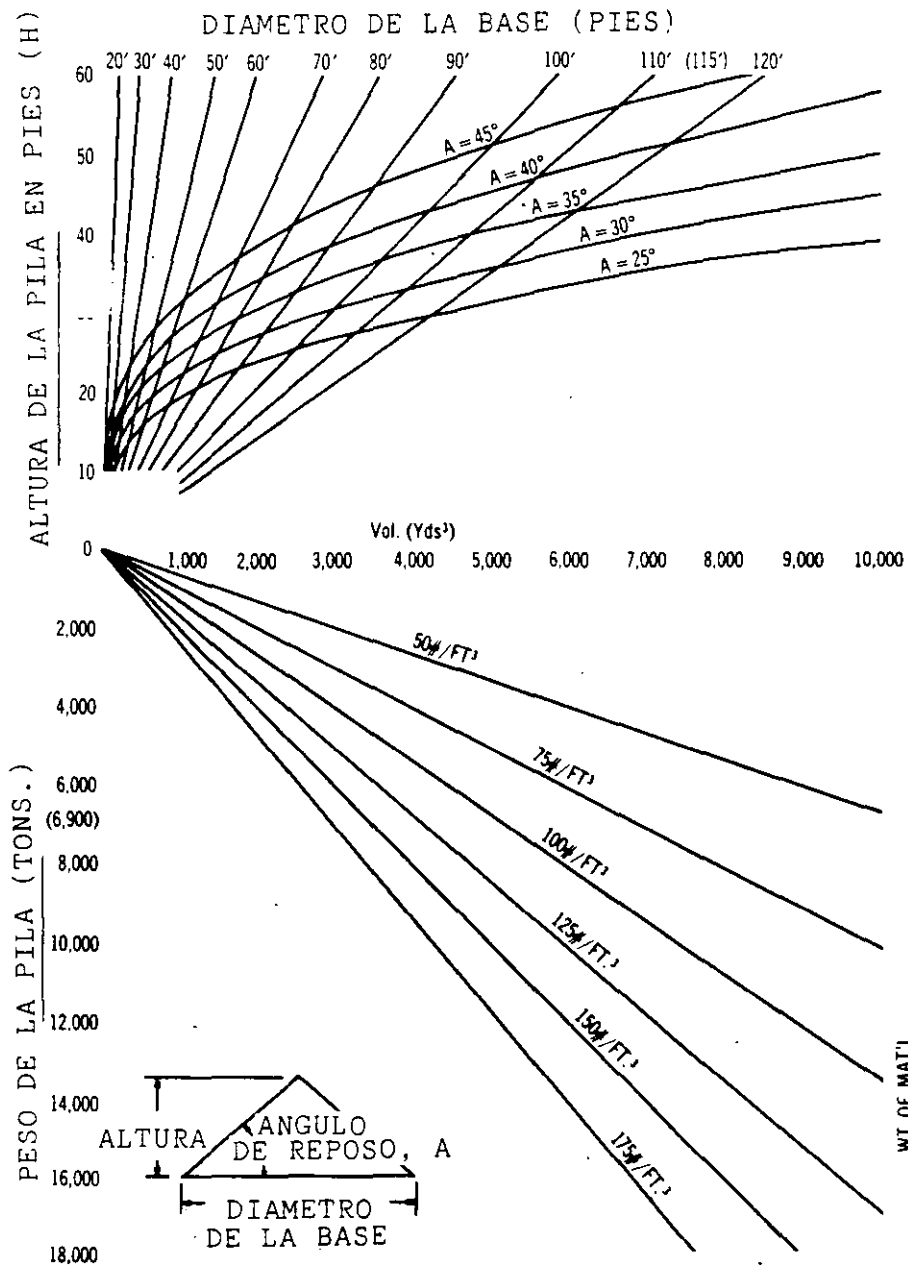
EJEMPLO: Se necesita una pila de material, de 6900 toneladas de capacidad,

con una densidad de 100 lb/pie^3 y un ángulo de reposo de 35° , del material almacenado.

- a) ¿Qué altura tendrá la pila del material?
- b) ¿Cuál será su diámetro?
- c) ¿Cuál será el volumen de la pila cónica?

SOLUCION:

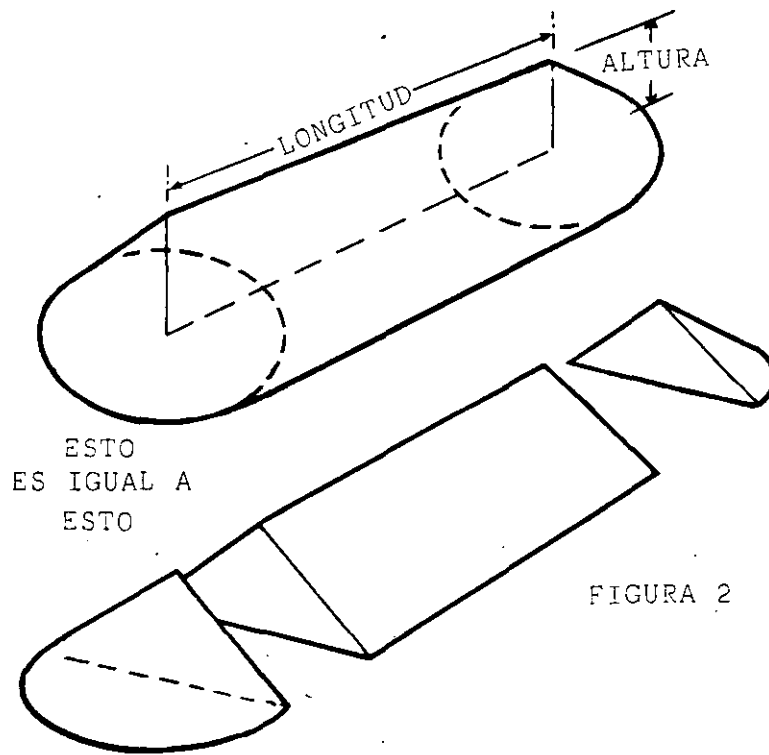
1. Seguir la línea correspondiente a 6900 toneladas, en la gráfica 1, hasta el punto donde se interseca con la línea inclinada marcada con el valor de $100\#/ft^3$.
2. Proyectar este punto hacia arriba hasta la curva marcada con $A = 35^\circ$. Esta línea interseca la escala de volumen en 5050 Yds^3 .
3. Ahora proyecte esta intersección a la escala izquierda que dice "altura de la pila en pies" (H). La línea interseca a la escala de ALTURA a los 40'.
4. EL DIAMETRO de la pila se determina prolongando una línea desde el origen de la gráfica (Punto "O") pasando por la intersección formada por la curva del ángulo de reposo y la línea del volumen hasta la escala del Diámetro de la Base en la parte superior de la gráfica. (El Diámetro en este ejemplo supuesto es aproximadamente de 115').
5. Si se tiene alguno de estos factores, altura o diámetro se tiene el factor limitando, la tarea es proceder a la inversa desde este punto de la gráfica para determinar los otros factores.



GRAFICA # 1

VOLUMEN DE MATERIAL ACAMELLONADO DE LAS PILAS

Para determinar el volumen de una pila de material colocada en forma acameillonada es conveniente por facilidad separar la pila en dos formas básicas, una pila cónica y una pila en forma de prisma. (Ver figura No. 2). De nuevo en la gráfica No. 1, encontrar el volumen y las dimensiones de la pila cónica equivalente a los dos extremos, y a esta se le adiciona el volumen del prisma de la sección central.



EJEMPLO:

Una área de 115' de ancho y 415' de largo está disponible para una pila de material acamellonado. ¿Qué volumen tendrá la pila si el material tiene un ángulo de reposo de 35°?

1. De la gráfica No. 1 tenemos que el procedimiento del ejemplo anterior para la pila cónica es equivalente para los extremos de la configuración de la pila, y por lo tanto el volumen es 5050 Yds³.
2. Restar el ancho de la pila cónica a la longitud de la pila para determinar la longitud de la sección del prisma.

$$\begin{array}{r}
 415 \\
 - 115 \\
 \hline
 = 300
 \end{array}$$

3. Determine el volumen del prisma con:

$$V = \frac{\text{LONGITUD} \times \text{ANCHO} \times \text{ALTURA}}{2}$$

$$= \frac{300 \text{ ft.} \times 115 \text{ ft.} \times 40 \text{ ft.}}{2} = 690,000 \text{ ft}^3.$$

4. Puesto que se tienen 27 ft³ por Yd³, divida:

$$\frac{690,000 \text{ ft}^3}{27 \text{ ft}^3/\text{Yd}^3} = 25,550 \text{ Yd}^3 \quad (\text{volumen del prisma})$$

5. Sumar el volumen de los extremos y del prisma:

$$\begin{array}{r} 25,550 \text{ Yds}^3 \\ \underline{5,050} \\ 31,600 \text{ Yds}^3 \quad (\text{volumen total}) \end{array}$$

VOLUMEN DE CONFIGURACION RADIAL DE UNA PILA DE MATERIAL ACAMELLADO.

Para determinar el volumen de configuración radial de una pila de material acamellado, tendremos que separar la pila en estos dos elementos, una pila cónica y la porción de longitud radial comprendida entre los extremos (ver figura No. 3).

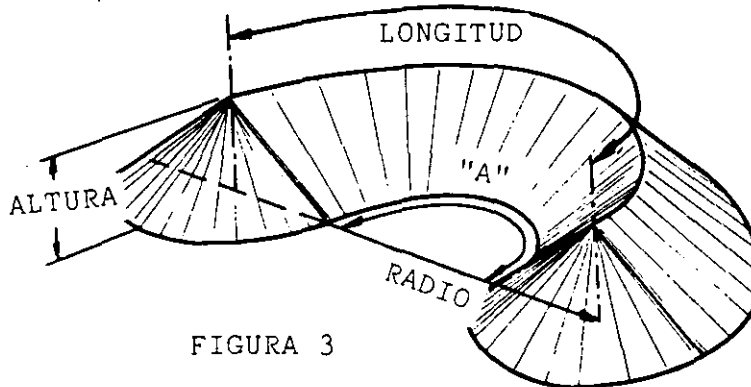


FIGURA 3

B I B L I O G R A F I A

"HANDBOOK OF MINERAL DRESSING" por
Taggart, John Wiley and Sons.

"MINERAL PROCESING HANDBOOK" de
Telsmith, Division de Barber - Greene

"CONCASSAGE, BROYAGE, COMMINATION"
Revue de l'Industrie
Minerale, Saint Etienne, Francia.

"LES APPAREILS DE CONCASSAGE ET BROYAGE" por
F. C. Planc. París, Francia

ARTICULOS TECNICOS DIVERSOS DEL "CENTRE D'ETUDES ET
DES RECHERCHES POUR L'INDUSTRIE DES LIANTS
HYDRAULIQUES" (CERILH). París, Francia

CATALOGOS TECNICOS DIVERSOS DE EQUIPOS
Telsmith, Barber-Greene, Pioneer, Cedarapids,
Trelleborg, Skega, Austin-Western.



PUBLICACIONES

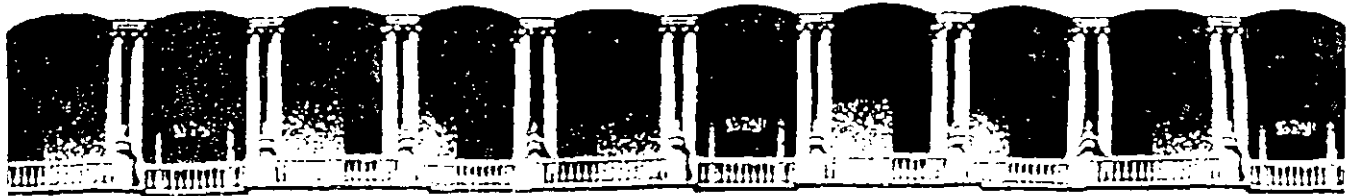
TITULO	AUTOR
INTRODUCCION AL PROCESO CONSTRUCTIVO.	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ.
FACTORES DE CONSISTENCIA DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS	ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. ERNESTO R. MENDOZA SANCHEZ.
MOVIMIENTO DE TIERRAS	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA ING. RAFAEL ABURTO VALDES. ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO. ING. EMILIO GIL VALDIVIA. ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA. ING. JULIO CESAR ACEVES SERRANO. ING. LUIS CANDELA RAMIREZ. ING. ENRIQUE TAKAHASHI VILLANUEVA. ING. JOSE PIÑA GARZA.
BREVE DESCRIPCION DEL EQUIPO USADO EN CONSTRUCCION.	ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO.
PRINCIPALES MATERIALES, SU FABRICACION Y EMPLEO EN LA CONSTRUCCION.	ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO
TECNICAS MODERNAS EN LA PRODUCCION DE AGREGADOS	ING. PEDRO L. BENITEZ ESPARZA.

###

ACERO DE REFUERZO	ING. JORGE H. DE ALBA CAS TAÑEDA.
DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA	ING. FEDERICO ALCARAZ LO- ZANO.
PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS	ING. EMILIO GIL VALDIVIA
ADMINISTRACION EN INGENIERIA	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL.
CONTABILIDAD: ANEXOS Y EJERCICIOS.	ING. FRANCISCO CANOVAS CORRAL. ING. FERNANDO FÁVELA LO- ZOYA. ING. EMILIO GIL VALDIVIA

*

LOS AUTORES SON PROFESORES DEL DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

8. CONTROL DE PRODUCCION

ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA

AGOSTO - 1992

CONTROL DE PRODUCCION

La primera parte de estos apuntes utiliza el sistema denominado EDUCACION PROGRAMADA. Rogamos al lector atender las siguientes instrucciones para obtener el mayor aprovechamiento:

- 1) Cubriendo la columna de la derecha con la tira que se anexa, lea cada uno de los temas.
- 2) Escriba la respuesta en el espacio marcado o en una hoja por separado, cuando así se requiera. (Es esencial que no se concrete usted a pensar la respuesta, DEBE ESCRIBIRLA).
- 3) Revise su respuesta, moviendo la tira hacia abajo, descubriendo la respuesta correcta en la columna de la derecha.
- 4) Si su respuesta es correcta pase la siguiente tema.
- 5) Si su respuesta no es correcta, lea el tema nuevamente y trate de comprender por qué está usted equivocado.

PROCEDIMIENTO.

Cada tema deberá ser resuelto en orden. NO ALTERE EL ORDEN, a menos que así se le indique. Si tiene dificultad en un determinado punto debe regresar al lugar donde este punto apareció por primera vez y revisar los temas relacionados con él.

CONVENCIONES

- _____ = Escriba la palabra solicitada.
- _____ = Anote la letra que se requiere.
- ...(sí/no) = Subraye o circule la alternativa correcta.
- _____ = Escriba las palabras que se requieran.
- () = Ponga el número correcto.

DISPOSITIVOS DE CONTROL.

21.- Una vez establecidos los estándares y que se han medido y comparado éstos con los resultados para poder llevar a cabo la acción se utilizan varios de control que son:

correctiva
dispositivos

Presupuesto

Informes estadísticos de control

Análisis del punto no pérdida-no ganancia

Reportes especiales de control

Auditoria interna

22.- El presupuesto es el de control que se utiliza con más frecuencia. Cuando el presupuesto sirve para corregir y revisar el trabajo que se está ejecutando forma parte del proceso de mientras que su determinación como recurso para el logro de objetivos lo hace parte del proceso de la función

dispositivo

control

planeación

23.- El presupuesto entonces es de gran importancia como dispositivo de y como parte integrante del proceso de la . La definición del estándar costo es base común para coordinar las actividades de la empresa y forma parte del dispositivo

control

planeación

presupuesto

24.- El dispositivo que se basa en la determinación de los costos, es el de . Pero el dar importancia a la reducción de costos solamente, puede tener como consecuencia que esto afecte al estándar (cantidad/calidad/uso del tiempo)

presupuesto

calidad

25.- El segundo dispositivo de control consiste en la elaboración de reportes periódicos de las actividades realizadas, con el fin de estudiar la historia de la marcha de la empresa y es lo que implican los

informes estadísticos

40.- El control personal es el que incluye el chequeo y correcciones que realiza un supervisor a un trabajador o grupo de ellos. Así el sistema de control que se realiza en áreas más específicas y es de primera línea primordialmente es el de control

personal

41.- Los sistemas de _____ y control _____ son los que se deben ejercer de acuerdo a las teorías clásicas de la Administración. Es lógico pensar que los datos así obtenidos fluyen hasta (los niveles superiores/los niveles más bajos)

control centralizado personal

los niveles superiores

42.- El tercer sistema es el auto-control. El individuo que instituye cambios en sus propios métodos de trabajo con el fin de lograr mayor éxito está practicando el

auto-control

43.- La supervisión realizada por los niveles altos de la empresa sobre áreas extensas de trabajo es lo que implica un

control centralizado

El perfeccionamiento del individuo debido a un supervisor que checa su trabajo constituye la meta a alcanzar del

control personal

El deseo de superación personal, la automotivación y la iniciativa del individuo para ir perfeccionando sus métodos de trabajo son consecuencia del

auto-control

44.- Desde el punto de vista de la Teoría y (unidad anterior) el sistema de control mejor es el. Según la Teoría X que establece que el hombre es incapaz de lograr nada por sí mismo, sería necesario el uso de los controles y

auto-control

centralizado personal

45.- Porque fomenta el sentido de responsabilidad y brinda una cierta libertad en la elección de los métodos de trabajo y estrategias a seguir el sistema de control ideal sería el

auto-control

CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

46.- El éxito de los _____ de control se basa, en que sean aceptados por los individuos a quienes se aplica. Por desgracia los estudios del comportamiento humano han demostrado que el hombre generalmente (acepta/rechaza) _____ los sistemas de control.

sistemas

rechaza

47.- Los sistemas de control producen en el hombre un rechazo que se traduce en un incumplimiento del deber. El _____ o resistencia a dichos sistemas se debe generalmente a las siguientes causas:

rechazo

- 1) El control tiende a romper la imagen propia de la persona.
- 2) El no aceptar los objetivos de la empresa.
- 3) La creencia de que los estándares exigidos son demasiado altos.
- 4) No gustarle que se asigne el control a determinados grupos de la organización.

48.- El hecho de que la mayoría de los reportes o informes de control, acusan sólo las deficiencias en la actuación de la persona, hacen que sean (aceptados/rechazados) _____ ya que tienden a _____ la imagen de la propia persona.

rechazados
romper

49.- Ahora suponiendo que el individuo acepta el control como un medio para corregir sus deficiencias es necesario, además, que los objetivos de los sistemas de control le hagan sentir que valen la pena.

(sin respuesta)

50.- Así otra de las razones por las que se rechazan los sistemas de control es porque existe incompatibilidad entre los _____ de la persona y los de la organización.

objetivos

- 51.- Si un empleado siente que lo que le están -
exigiendo es demasiado para sus aptitudes o habi-
lidades, puede deberse a que los _____ estándares
_____ son muy altos y por ello (admite/no admi- no admite
te) _____ que se le controle.
- 52.- Por ejemplo la fijación de volúmenes de --
venta a un vendedor basados en su desempeño ante- ---
rior es más fácilmente (aceptada/rechazada)- - --
_____ que si se aplica un volu-
men estándar sin tener en cuenta la experiencia. aceptada
- 53.- Se estableció que un individuo rechaza los _____
_____ de control cuando no le -- sistemas
gusta, que para tal efecto, hayan asignado a un -
determinado _____. Es de esperarse grupo
que un control ejercido por los mismos compañeros
se (acepta/rechaza) _____ acepta
en tanto que un control proveniente de un staff -
de "afuera" sea (aceptado/rechazado) _____ rechazado
- 54.- Se han visto hasta ahora, las razones por -
las que se _____ un sistema de rechaza
control, que trae como consecuencia un incumpli -
miento del deber. Un individuo no cumple con su deber
_____ ante la percepción del peli -
gro.
- 55.- Cuando aquellos a quienes se aplica un sis-
tema de control sienten que éste constituye una -
amenaza para ellos, se dice que hay _____
_____ percepción
del peligro
- 56.- La percepción del _____ nace peligro
cuando se insiste en el castigo en vez de la ayu-
da y del apoyo para alcanzar las metas y/o los --
_____ cuando existe falta de confian-
za en las relaciones entre superior y subordinado, objetivos
personal staff y de línea, etc.
- 57.- Las amenazas y castigos, así como la falta
de confianza o comunicación entre los jefes y los
_____ es lo que hace que apa subordinados
rezca la _____ percepción
_____ y con ello la falta de del peligro
_____ del deber. cumplimiento

58.- Se puede concluir que los sistemas de control tienden a provocar a acentuar la conducta que tratan de evitar que es la falta de _____ la razón de ello es que las presiones para cumplir con el deber en una atmósfera de falta de ----- en las relaciones y de -- castigos hacen percibir el _____.

cumplimiento del deber

confianza peligro

59.- Desgraciadamente la ausencia del peligro no garantiza el cumplimiento del _____. El cumplimiento del deber puede lograrse con sentido de dedicación a la causa.

deber

60.- Como ya vimos el objeto de todo control es lograr la determinación de un _____ o patrón para evaluar el trabajo. Entonces el éxito del control consiste en la determinación del nivel del estándar apropiado, ni muy alto porque puede ser inalcanzable y por ello _____ ni tan bajo que no se logran las metas y los _____ organizacionales.

estándar

rechazados

objetivos

61.- Sin embargo la reacción favorable del individuo no estará determinada por la meta-objetivo en sí sino por la percepción que de ella tenga de acuerdo a sus sentimientos, necesidades y actitudes de ahí que el estudio de las Ciencias del _____ humano son básicas en la administración.

comportamiento

62.- El cumplimiento del deber, según se dijo en el cuadro 50, se logra con sentido de _____, a la causa y ello se logra cuando el individuo logre la _____ de las metas u objetivos.

dedicación

percepción

63.- Mayor será la _____ a la causa cuando más compatibles sean las _____ u _____ de la empresa con los sentimientos, inquietudes, aspiraciones y necesidades del hombre que en ella trabaja.

dedicación metas objetivos

- 64.- Teniendo en mente estas ideas, se puede entrar al estudio de lo que está constituyendo el sistema de control moderno y que se basa en lo --
lograr una mayor _____ a alcanzar las metas y objetivos de la empresa. A este sistema se le conoce por sistema orgánico de control. dedicación
- 65.- El sistema _____ de control viene siendo la forma de promover una mayor _____ a la causa de la empresa basado en la idea de que imponiendo a los demás determinados objetivos y normas atractivas se logra su aceptación. orgánico
dedicación
- 66.- El establecimiento de los _____ y las _____ debe hacerse en base a una exploración conjunta y abierta de la calidad. -- Así la exposición y discusión de los criterios de la empresa para competir con éxito en cualquier ocasión son la base para el _____ de los objetivos y las normas. objetivos
normas

establecimiento
- 67.- Esto puede parecer engorroso y lento, pero se basan en la convicción de que el tiempo empleado en lograr la identificación de los objetivos, actividad propia de la función _____ estará compensado de sobra con el tiempo que se ahorrará en la solución de problemas posteriores. planeación
- 68.- Así definidos en forma concreta y conjunta todos los objetivos, metas y normas a seguir y por haber sido determinados con el concurso de todos los miembros de la empresa, teniendo en cuenta todos los puntos de vista y sugerencias, será -- (fácil/difícil) _____ poderse dedicar por entero a la causa. fácil
- 69.- El sistema orgánico de control basado en lo antes expuesto tendría una explicación ----- (igual/muy distinta) _____ a los sistemas convencionales, ya que si se ha logrado la entera _____ al logro de los _____, lo primero, para realizar un _____ efectivo, será -- proporcionar ayuda a los subsistemas (departamentos) en su esfuerzo por alcanzar los niveles acordados en común. -----
muy distinta

dedicación
objetivos
control

70.- La función de las unidades administrativas en el sistema será la de proporcionar a cada uno de los niveles de la empresa la información relativa a su funcionamiento para que pueda utilizarla a este fin.

orgánico de control

71.- Así cada subsistema tendrá que dar cuenta de sus actividades al sistema inmediato superior, periódicamente indicando el desarrollo alcanzado, la exposición de los problemas encontrados y de los planes para resolverlos. Ello elimina la utilización de grupos especiales de control que hacen (más caro/más barato) el control.

más caro

72.- Con ello también se evita en gran parte la vigilancia directa, en el sentido estricto de la palabra,, ya que el problema no consiste en obtener un cumplimiento pasivo, sino en capacitar a todas las secciones a lograr los propuestos.

objetivos

73.- Así el sistema motiva al empleado a ir corrigiendo sus errores y a ejercer sobre sí mismo un control de sus movimientos. El auto control es la mejor manera de responsabilizar al individuo y lograr el de su deber y su mayor a tratar de alcanzar los objetivos de la empresa.

orgánico de control

auto

cumplimiento dedicación

74.- El control desarrollado en base al estudio de situaciones particulares, producto, a su vez de las necesidades e inquietudes del individuo y que se ejerce por medio de informes de subsistemas al sistema superior, a base de confianza y sinceridad es lo que constituye el de control.

auto

sistema orgánico

CONTROL DE CANTIDADES.

El controlar las cantidades es muy usual en la industria de la Construcción. Conocida desde la planeación la cantidad de una obra determinada por unidad de tiempo (hora, día, mes) que se requiere producir, es muy fácil utilizar esa cantidad planeada como estándar. A medida que se desarrolla la obra pueden irse afinando los estándares.

En el proceso de planeación se determina primero un estándar ideal o teórico, esto es la cantidad de obra que puede producirse con un 100% de eficiencia, luego se aplican factores producto de la experiencia para llegar al estándar práctico, o de otra manera, si se tienen datos estadísticos de obras anteriores con el mismo proceso productivo pueden tomarse estos datos para determinar los estándares reales o prácticos.

Establecidos los estándares por unidad de tiempo se procede a establecer los puntos de control; normalmente se van controlando las cantidades por lapsos acordes con el control contable de la obra. Así pueden establecerse controles diarios, semanales o mensuales.

La ventaja de ligar el control de cantidades a la contabilidad de costos es que se tendrán puntos de control iguales para cantidades y costos. Lo cual es muy útil puesto que la producción real en un determinado plazo junto con el costo real nos dará el costo por unidad de obra ejecutada que es un dato que interesa primordialmente al constructor.

Otra característica del control de cantidades es que los puntos de control son diferentes dependiendo del nivel jerárquico que toma decisiones usando el control. Así por ejemplo en una planta de agregados el jefe de la planta recibe un informe de producción por turno, el superintendente de pavimentación recibiría un informe condensado de producción semanal y el superintendente general este mismo informe pero mensual. Esto sucede desde luego si no hay desviaciones significativas. Si las hay el sistema de control debe ser capaz de alertar hasta un nivel que pueda tomar las decisiones que corrijan aquellas fallas del proceso que estaban provocando una falta de producción respecto a los estándares.

Esto se hace en diferentes formas. El superintendente de pavimentación puede por ejemplo decirle al jefe de la planta que debe avisarle si la producción de cualquier turno de 6 horas es inferior en 10% al estándar por turno. El superintendente general podrá enterarse si la producción semanal es 10% inferior al estándar semanal. Esto desde luego facilita la operación organizada de control.

Es muy común que al reporte de control se le añadan una serie de datos estadísticos que sirvan para tomar decisiones en caso de que exista alguna desviación.

Siguiendo el ejemplo de la planta de agregados el reporte deberá contener aquellos datos que permitan conocer las causas de alguna posible desviación. Por ejemplo el número de horas paradas de la máquina por cualquier causa indicando dichas causas o no, demoras causadas por deficiencias en el suministro, deficiencias en el almacenamiento, fallas en el personal, etc.

Si todos estos datos se llevan a lo largo del trabajo esto permitirá que además de llevar el control y facilitarse las decisiones se pueda revisar periódicamente las causas de las demoras para poder, por ejemplo, replanear el proceso o si es conveniente, fijar estándares más altos en beneficio de la economía de la obra modificando el proceso completo, parte del proceso o simplemente aumentando el estándar en función de la experiencia acumulada si parece lo indicado.

En realidad el control es un proceso de retroalimentación, este es, un sistema que toma muestras, las compara con el estándar y en caso de desviaciones significativas actúa sobre el proceso de producción para regresarlo a la producción planeada.

El reporte de control permite pues a los diferentes funcionarios que manejan el proceso tomar decisiones. Estas decisiones son de diferente tipo y podríamos dividir las en dos:

- a) Decisiones de Emergencia.
- b) Decisiones Preventivas.

Como ejemplo de decisiones de emergencia podría mencionarse el hecho de que una máquina trituradora tenga problemas mecánicos y esto origine una producción inferior al estándar. Otro ejemplo sería que una máquina se descomponga por rotura de una pieza. En estos casos la decisión inmediata será proceder a la reparación.

Como ejemplo de decisión preventiva puede mencionarse la siguiente: las horas perdidas por descompostura de una máquina, tienen tendencia a aumentar. Analizando la causa pueden presentarse varios casos:

- a) La máquina está fuera de la vida económica
- b) El comportamiento es defectuoso
- c) La operación es defectuosa
- e) Algún mecanismo de la obra tiene un efecto importante

El atacar este problema y tomar decisiones respecto a él sería una decisión preventiva si se toma antes de que ésta causa de demora provoque que la producción quede abajo del estándar.

Es costumbre que para poder tomar estas decisiones preventivas se usen cartas de control, que indiquen en forma gráfica y durante lapsos grandes las variaciones reales del comportamiento de la producción, demoras, etc.

CONTROL DE COSTOS.

Este sistema de control es muy usual en lo que a construcción se refiere, ligado íntimamente al control de cantidades como ya se indicó.

Este control consiste en ordenar en diferentes cuentas los costos correspondientes a los insumos que se van utilizando en la obra.

El conjunto de estas cuentas se denomina catálogo de cuentas de costos, y pueden dividirse de acuerdo con las necesidades del control. Así por ejemplo puede llevarse una cuenta de costos para producción de agregados, otra cuenta de costos para elaboración de concreto asfáltico, una más para colocación de concreto revestido, etc., es usual que se subdividan estas cuentas de costos en subcuentas, en función del tipo de insumo, así pues cada una de estas cuentas podría llevar las siguientes sub cuentas:

- a) Obra de Mano
- b) Materiales
- c) Maquinaria
- d) Acarreos
- e) Destajistas

El control de costos compara las cantidades erogadas por cada una de las cuentas y sub cuentas con las supuestas y cuando hay una desviación importante tomará una decisión para corregir esta desviación.

El estándar en el caso de control de costos puede elaborarse a base de presupuestos mensuales o, relacionando un control de cantidades con el de costos en base a los costos unitarios supuestos en la planeación.

Así por ejemplo se puede proponer cuánto se va a gastar en una determinada empresa por concepto de maquinaria para agregados, y usar esta cantidad como estándar y contra ella comparar el costo real. Puede también fijarse un costo unitario como estándar por m³ tendríamos el costo unitario real que se compararía con un costo unitario supuesto. En ambos casos, si hay desviaciones se deberá contar con un mecanismo en la organización de la obra que tome decisiones de inmediato para corregir las deficiencias que presente el mecanismo de producción, con objeto de hacer que el costo real sea igual o menor que un costo estimado.

La información del control de costos se puede presentar a base de listados que nos indican las cantidades realmente erogadas en cada una de las cuentas y sub cuentas, se puede presentar en gráficas, o pueden presentarse exclusivamente aquellos costos que se disparan del presupuesto (control por excepción).

Como se puede ver estas cuentas de costos pueden sofisticarse y pueden ampliarse hasta llegar a un control muy detallado. La experiencia en construcción indica que es muy difícil llegar a un gran detalle ya que normalmente en los datos de campo se originan errores que hacen inútil este control tan detallado. Es más frecuente que se tengan cuentas por actividades generales y en caso de tener que tomar una decisión se hace un análisis de detalle de esa cuenta particular dividiéndola con el criterio del ingeniero en sub cuentas.

La contabilidad de costos implica una buena organización contable de la obra, ya que esta contabilidad de costos deberá estar ligada a la contabilidad general de la empresa para que dé siempre datos reales.

Desde luego se deberán llevar cuentas de los costos directos, así como de indirectos y gastos generales de la empresa con objeto de tener siempre un panorama completo y tomar decisiones que conduzcan a la obra y a la empresa al objetivo cuantitativo predefinido.

Los estándares deben modificarse y revisarse continuamente, ya que es muy frecuente que haya variaciones en el proyecto en las cantidades de obra y en los métodos de construcción que evidentemente modifican el estándar.

Para llevar adecuadamente el control de costos es indispensable que el ingeniero que hace uso de este control tenga conocimientos básicos de contabilidad, lo que le permitirá interpretar adecuadamente los resultados de las diferentes cuentas que tiene que supervisar.

Existen diferentes métodos para llevar el control de costos, que usan desde sistemas manuales hasta computadoras electrónicas, en general el uso de computadoras está restringido a aquellas áreas de trabajo en donde se tenga una máquina cercana, ya que la transmisión de datos masivos por teléfono o radio no ha sido resuelta satisfactoriamente en México. Esto es muy importante ya que la información debe ser oportuna para que las condiciones que se tienen que tomar en base a esa información también lo sean.

CONTROL PRESUPUESTAL.

El control presupuestal permite llevar el control de cantidades y costos al mismo tiempo, y desde luego permite tomar las decisiones que se requieran tanto en el área de producción como en otras áreas tales como compras, manejo financiero, cobranzas, etc.

Para poder llevar un control presupuestal se requieren los siguientes requisitos.

Un sistema de planeación que permita la elaboración de un presupuesto que servirá de estándar para el control.

Un sistema idóneo de contabilidad y costos de la empresa.

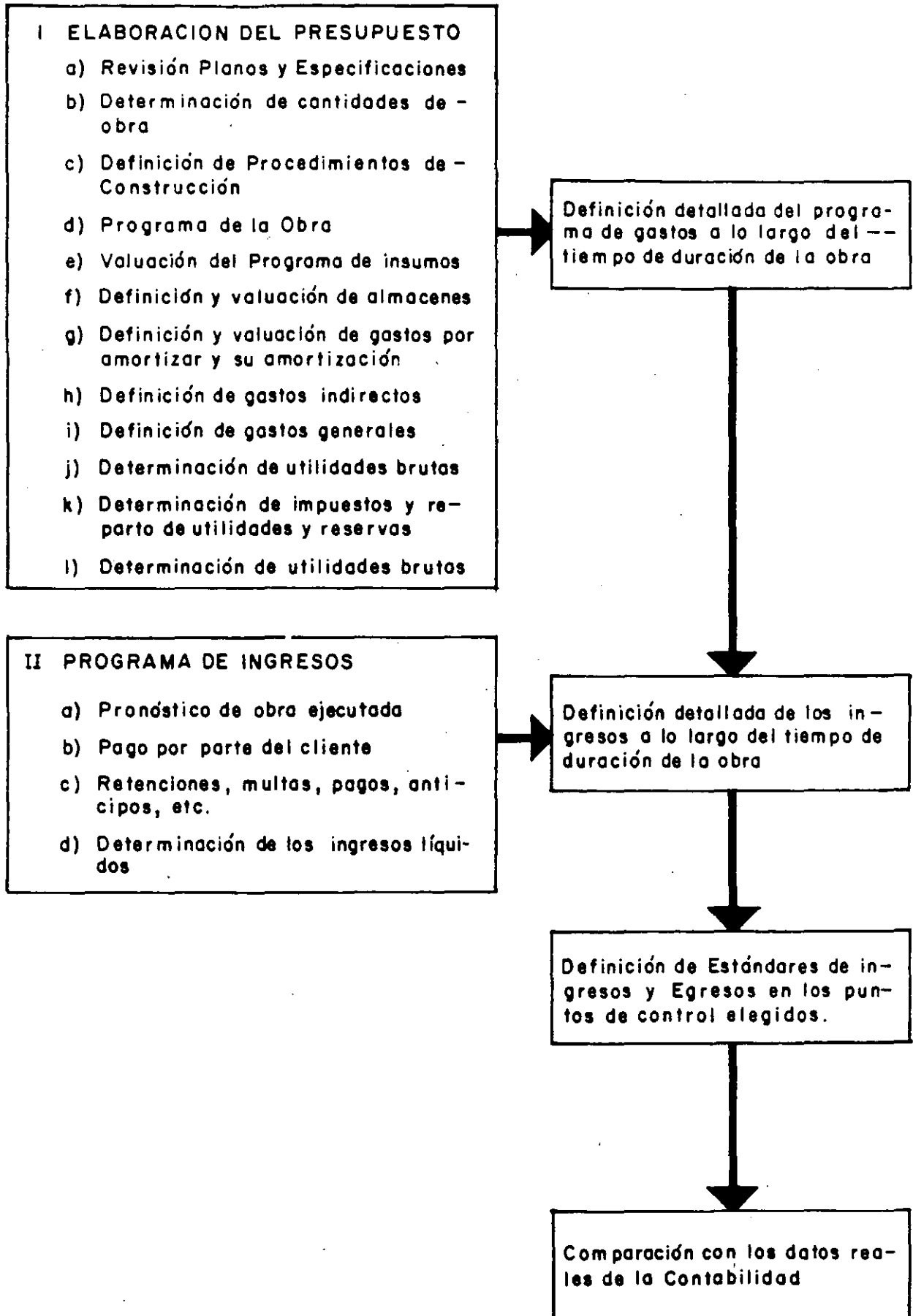
En general se puede decir que un sistema integrado de control presupuestal en una empresa de construcción tiene limitaciones e inconvenientes que algunas veces anulan a las indudables ventajas que tiene el sistema.

Entre los inconvenientes que presenta pueden mencionarse:

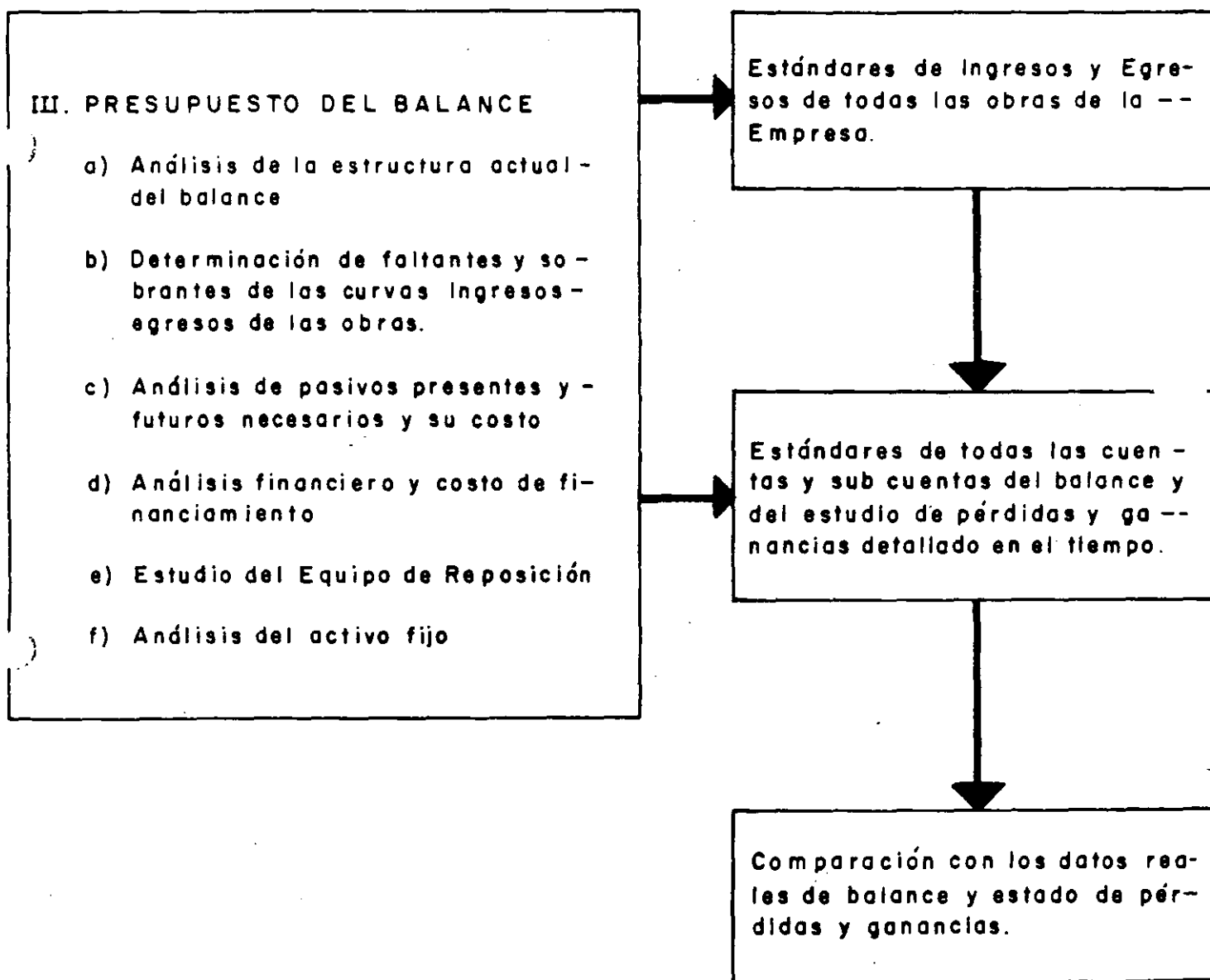
- a) Los presupuestos deben modificarse continuamente debido a las variaciones en programas y volúmenes que tienen la mayor parte de las obras de construcción en nuestro país.
- b) Al implantar el sistema no se deben esperar resultados completos a corto plazo.
- c) Existen obstáculos psicológicos importantes, pues el cambio de sistema significa una modificación en los hábitos del personal.

Existen gran número de procedimientos diferentes para llevar el control presupuestal, desde sistemas que se operan manualmente hasta los que hacen uso de las computadoras.

El control presupuestal a nivel de obra podría definirse como sigue:



El control presupuestal a nivel de empresa podría esquematizarse así:



Como en los casos anteriores desviaciones significativas originan de inmediato decisiones correctivas.

CORRECCION DE DESVIACIONES.

El establecimiento de los medios adecuados para corregir las desviaciones de los estándares es probablemente la etapa más importante de todo control.

Si el "aviso" no es oportuno y no llega rápidamente a la persona capaz de tomar las decisiones correctivas se pierden total o parcialmente las ventajas del control.

La empresa puede mejorar sistemas de construcción, modificar su organización para definir mejor las funciones y responsabilidades de cada puesto, mejorando así la coordinación de sus actividades, o modificar los sistemas de dirección de la empresa, en función de los reportes de control debidamente -- evaluados.

Como consecuencia del control de costos, puede reducirse la inversión -- real y mejorar la rentabilidad de la obra, o aumentar los beneficios del contratista, generalmente muy por encima del gasto necesario para ejercer el control. Cuando la decisión para ejecutar una obra se ha basado en hipótesis -- falsas respecto a los costos, el control de éstos generalmente revela prontamente este hecho, permitiendo así una oportuna reevaluación y corrección de -- los planes. Por supuesto que el control de costos no puede corregir los defectos en los estimados de costos, pero la misma experiencia derivada del control permitirá realizar estimados cada vez mejores.

REQUISITOS DE UN SISTEMA DE CONTROL DE COSTOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA.

Los textos de administración señalan diversas exigencias para que un sistema de control opere adecuadamente. Se analizará cada una de ellas con referencia especial al control de los costos.

1. Los controles deben reflejar la naturaleza y las necesidades de la actividad. El sistema para controlar los costos de ingeniería de proyecto -- será indudablemente distinto del que se use para controlar los costos de construcción. Los sistemas e instrumentos adecuados para controlar los -- costos de construcción de una planta industrial son diferentes de los -- que deben usarse en la construcción de una presa. Los costos de opera --

ción y mantenimiento requieren procedimientos de control especiales, y lo mismo puede decirse de los costos de producción en serie. Por lo tanto, los catálogos de cuentas de costos y los sistemas de información correspondientes tienen que diseñarse para las necesidades de cada empresa y las características de cada tipo de obras.

2. Los controles deben indicar rápidamente las desviaciones.
Ya se hizo notar anteriormente la importancia del "tiempo de respuesta" de un sistema de control. Los sistemas de contabilidad tradicionales generalmente tienen un tiempo de respuesta exageradamente largo; debido a que tienen que satisfacer diversos requisitos legales, además de servir para el control financiero de la empresa, deben ser meticulosamente exactos y reportar únicamente transacciones completamente terminadas y debidamente documentadas. Por lo tanto, su funcionamiento es lento y un tanto flexible. El control de los costos requiere el establecimiento de un sistema de información más ágil y flexible, que permita conocer rápidamente las desviaciones de los planes y apreciar con igual rapidez los efectos de las medidas correctivas. El procesamiento electrónico de datos constituye una valiosa herramienta para lograr sistemas de control de respuesta rápida. Es importante, sin embargo, que exista una fuente de datos común para el sistema contable y el de control de costos, de tal manera que exista armonía y complementación entre ellos.
3. Los controles deben mirar hacia adelante. A este respecto debe también señalarse que los sistemas contables están generalmente orientados al pasado, es decir, tienen el carácter de registros de las transacciones realizadas en el pasado. Por lo tanto, se concluye como en el punto anterior, que es necesario establecer sistemas de control de costos orientados al futuro o lo que es lo mismo, capaces de predecir las consecuencias de las desviaciones de los planes. Los sistemas de programación y control de obras por redes de actividades constituyen instrumentos idóneos para proyectar hacia el futuro el efecto de las desviaciones presentes.
4. Los controles deben señalar las excepciones en los puntos estratégicos. Se hace referencia aquí al principio de control por excepción, según el cual el ejecutivo debe concentrar su atención en los casos de excepción, es decir, en aquéllos en que lo logrado se aparta de las normas o planes establecidos. Los sistemas de programación por ruta crítica, al señalar claramente la secuencia de actividades cuyo cumplimiento es crítico para la consecución de la meta pre-fijada, facilitan la identificación de los puntos estratégicos. Para poder apreciar las desviaciones significativas en los costos, es indispensable que los presupuestos y estimados de costo sean enteramente congruentes con el programa de obra aprobada y se elaboran mediante un análisis de las secuencias de operaciones por realizar. Podrá así convertirse fácilmente cuando el costo se aparte en forma inconveniente del presupuesto y de los estándares prefijados.

5. Los controles deben ser objetivos. Es necesario subrayar aquí nuevamente la importancia de basar el control de costos en un buen estimado de costo. Sin él, la apreciación que pueda hacerse respecto a los costos observados en la obra se convierte en un proceso totalmente subjetivo y de escasa significación. Cuando el estimado de costo se integra con el programa de obra, de tal manera que se fija un costo directo para cada actividad, el control de costos adquiere máxima objetividad y oportunidad.
6. Los controles deben ser flexibles Con frecuencia, diversas circunstancias fuera de control del ejecutivo hacen que se tenga que cambiar los planes. Los sistemas de control de costos deben poder adaptarse fácilmente a estos cambios sin perder su validez y utilidad. Sucede en ocasiones que al elaborar un programa por CPM, se pretende darle un carácter estático e inflexible, que lo hace obsoleto rápidamente, debido a que no se ha previsto su frecuente revisión y actualización, de acuerdo con los cambios impuestos por las circunstancias. Los estimados de costo deben ~~mantenerse~~ consecuentemente actualizados para que siempre señalen en forma realista las metas alcanzables.
7. Los controles deben reflejar el modelo de organización. En toda buena organización las responsabilidades de los diferentes niveles ejecutivos y de los diferentes puestos están perfectamente definidos. Es indispensable que los sistemas de control prevean a cada ejecutivo de una información congruente con sus responsabilidades. Se infiere la necesidad de establecer reportes de costos adecuados a cada nivel administrativo. -- Así por ejemplo, el reporte que reciba el responsable de una fase de la obra será más detallado y más específico que el que reciba el superintendente general de la misma, y el que éste reciba, más detallado y menos general que el que se dé al gerente de la empresa constructora.
8. Los controles deben ser económicos. Deben distinguirse claramente el volumen de información y el valor de la información. Dar mayor número de datos no significa necesariamente mejorar la información; por lo contrario, en muchas ocasiones el exceso de información provoca incertidumbre, indecisión e incapacidad para interpretar adecuadamente la gran cantidad de datos que se reciben. Por lo tanto, hay que establecer un equilibrio adecuado entre la cantidad de datos que conviene generar y el costo de procesarlos y distribuirlos para convertirlos en información utilizable. En general sólo debe proporcionarse la información indispensable para que cada ejecutivo pueda tomar las decisiones que le competen.
9. Los controles deben ser comprensibles Los reportes de costos deben tener siempre una interpretación fácil y presentarse en forma inmediatamente utilizable. Resultan de poca utilidad los datos de costos que el ejecutivo deba todavía procesar y analizar para que adquieran significado.

10. Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

ESTUDIO DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PARA UNA PLANTA
DE TRITURACION.

La planta de que trata el problema se ilustra en la figura No. 1. Es una planta para producir material para pavimentación y consta de una trituradora primaria, una secundaria y una terciaria, todas montadas sobre remolque. Existen cinco bandas que las unen y colocan el material en montones.

Los motores son eléctricos y se abastecen de energía mediante una planta de fuerza con motor diesel con capacidad de 500 K.W.

I. CONTROL DE CANTIDADES.

Para definir mi control debo principiar por fijar mi estándar, es decir la producción esperada. Para determinarlo tengo el dato dado por el fabricante, que en el caso de mi sistema es de 90 Ton de 2000 lbs/por hora igual a 81.72 toneladas métricas. Además debo suponer una eficiencia del conjunto, que en este caso fijo en 0.70. Con estos datos tengo, suponiendo un peso volumétrico de 1.5 Ton/m³.

a).- Producción horaria

$$Ph = \frac{81.72}{1.5} \times 0.70 = 38 \text{ m}^3/\text{h}$$

b).- Producción diaria

$$38 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 15.5 \frac{\text{h}}{\text{día}} = 589 \text{ m}^3/\text{día}$$

c).- Producción mensual

$$589 \times 25 \frac{\text{día}}{\text{mes}} = 14725 \text{ m}^3/\text{mes}$$

" CONTROL DE LA PRODUCCION "

Para controlar la producción podría por ejemplo usar la gráfica que se muestra en la figura No. 2.

La línea corresponde a la producción esperada mensual. Con línea punteada se muestra la producción real, ambas acumuladas en el mes.

Algunas veces el estándar por mes no es igual, ya que se podría suponer una eficiencia más baja al principio, los estándares de los primeros meses podrían bajar, pero el sistema es el mismo.

También puede usarse una carta de control, como se muestra en figura No. 3. en la que se fija la producción deseada, las producciones diaria y la media, que puede ser del mes o acumulada.

Si la producción real no es igual a la producción deseada, es necesario analizar las causas y tomar decisiones para corregir aquellos defectos que impiden que la producción sea la planeada.

Un tipo de reporte diario y semanal que se muestra en las figuras 4 y 5, que analiza la producción por hora efectiva, las horas efectivas trabajadas y las causas de demoras nos ayudará efectivamente a definir las causas y tomar acciones correctivas.

Viendo el informe de la producción semanal que la producción por hora efectiva está bien, e inclusive ligeramente superior al dato del fabricante, $(54.5 \text{ m}^3/\text{h}) = 81.72/1.5$ Por lo que podemos enfocar el problema como defecto en el número de horas trabajadas.

A la vez analizando las horas perdidas podríamos analizar primero las que aplican un mayor porcentaje, que serían las reparaciones de la criba y las piedras atoradas. De inmediato podrían tomarse decisiones para corregir estas anomalías aumentando así el número de horas trabajadas.

Este tipo de reportes, que pueden diseñarse para cada actividad de construcción son de gran ayuda para el control y toma de decisiones posteriores. Sin estos datos es frecuente que se tomen decisiones erróneas por falta de información fehaciente y oportuna.

INSTALACION PORTATIL

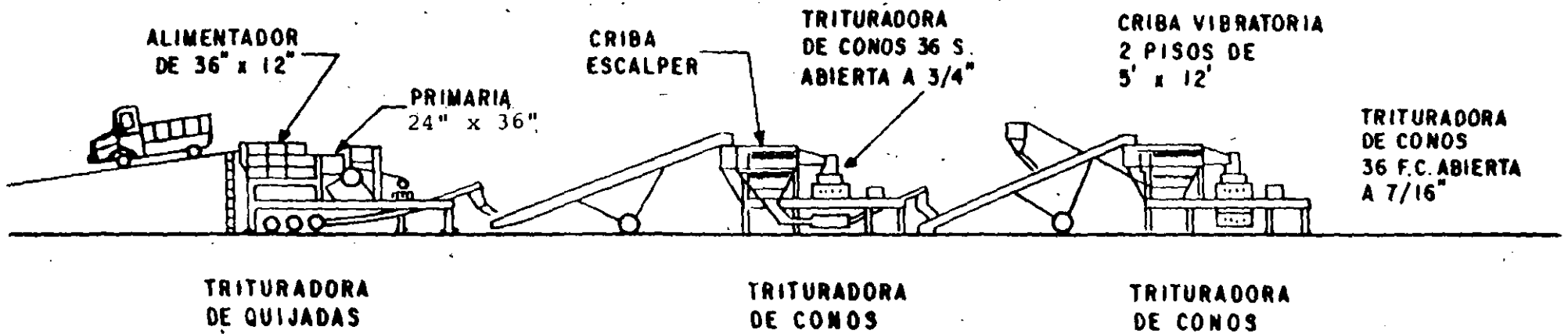
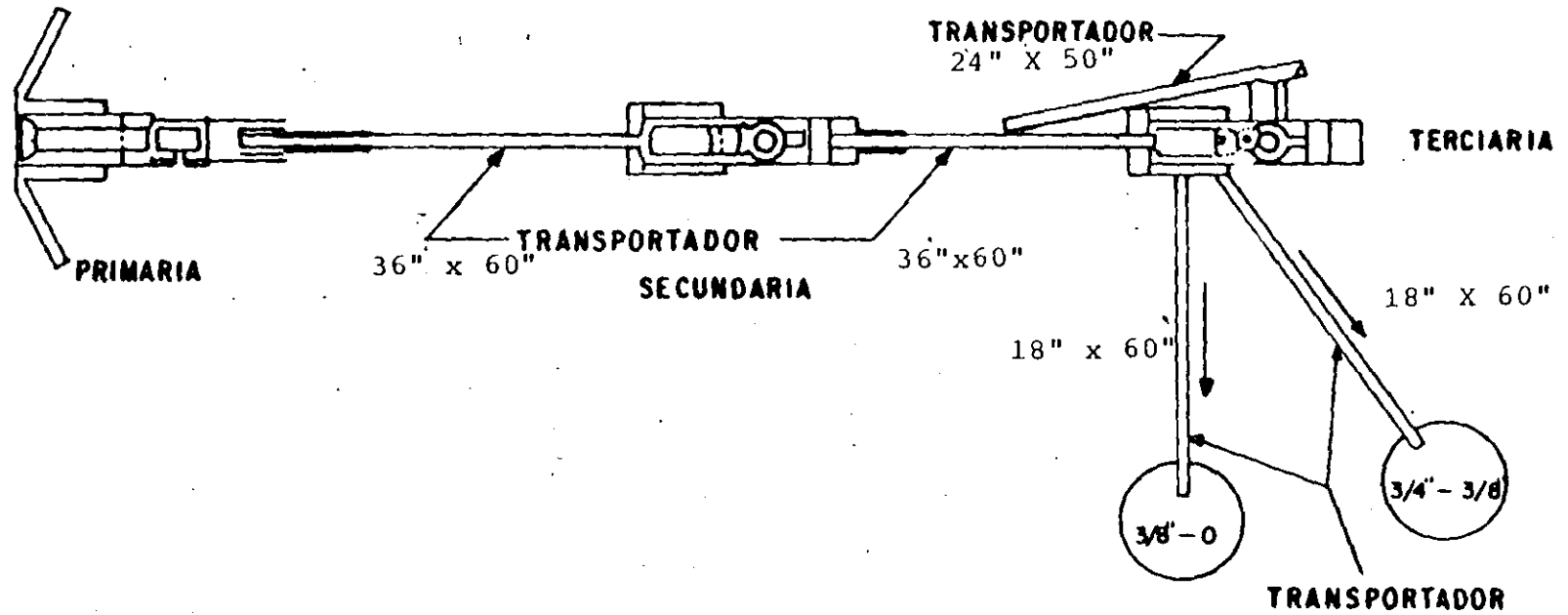


Figura No. 1

CONTROL MENSUAL DE PRODUCCION

MATERIAL: AGREGADOS

MES: 30 DE JUNIO DE 1990

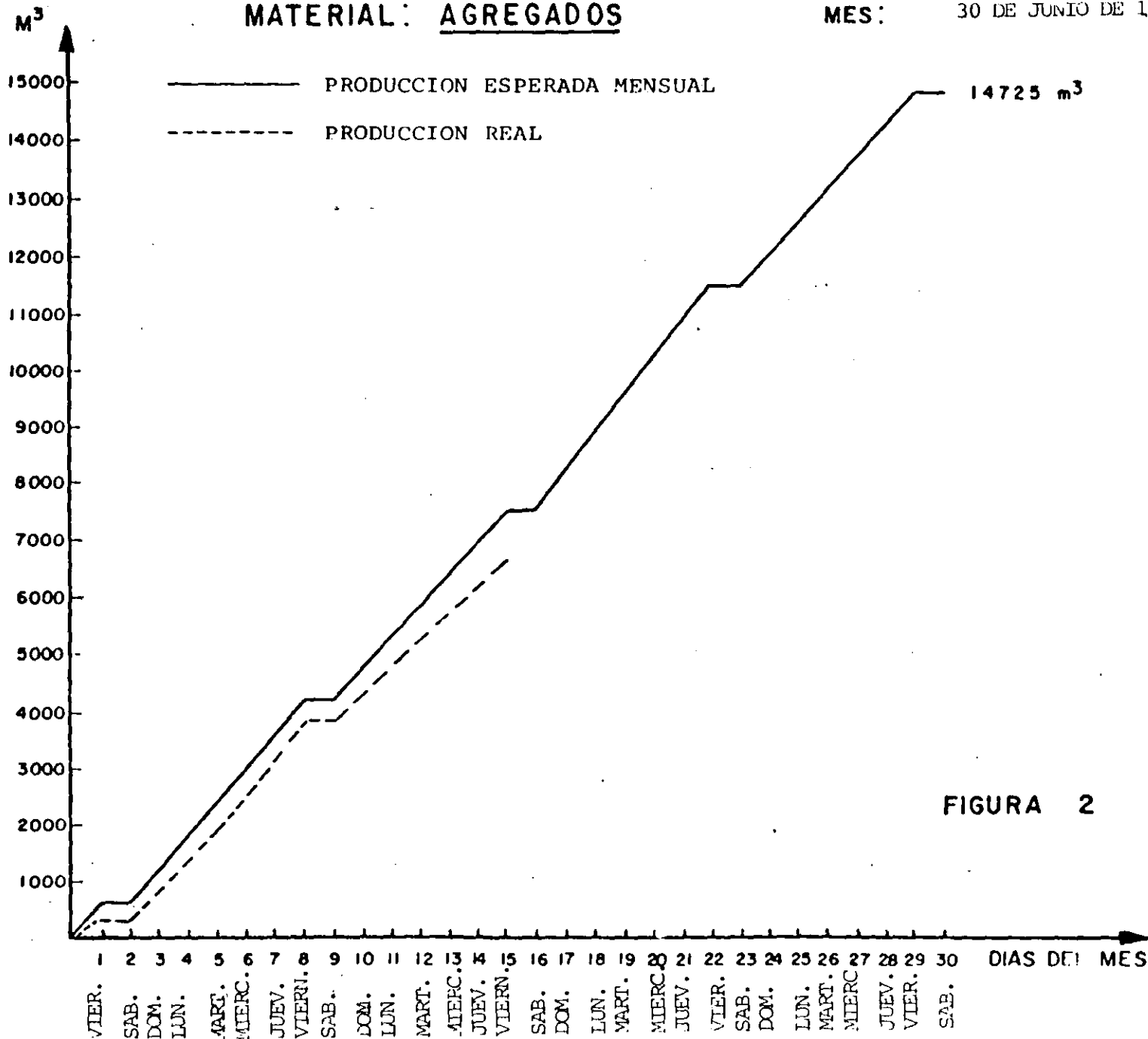
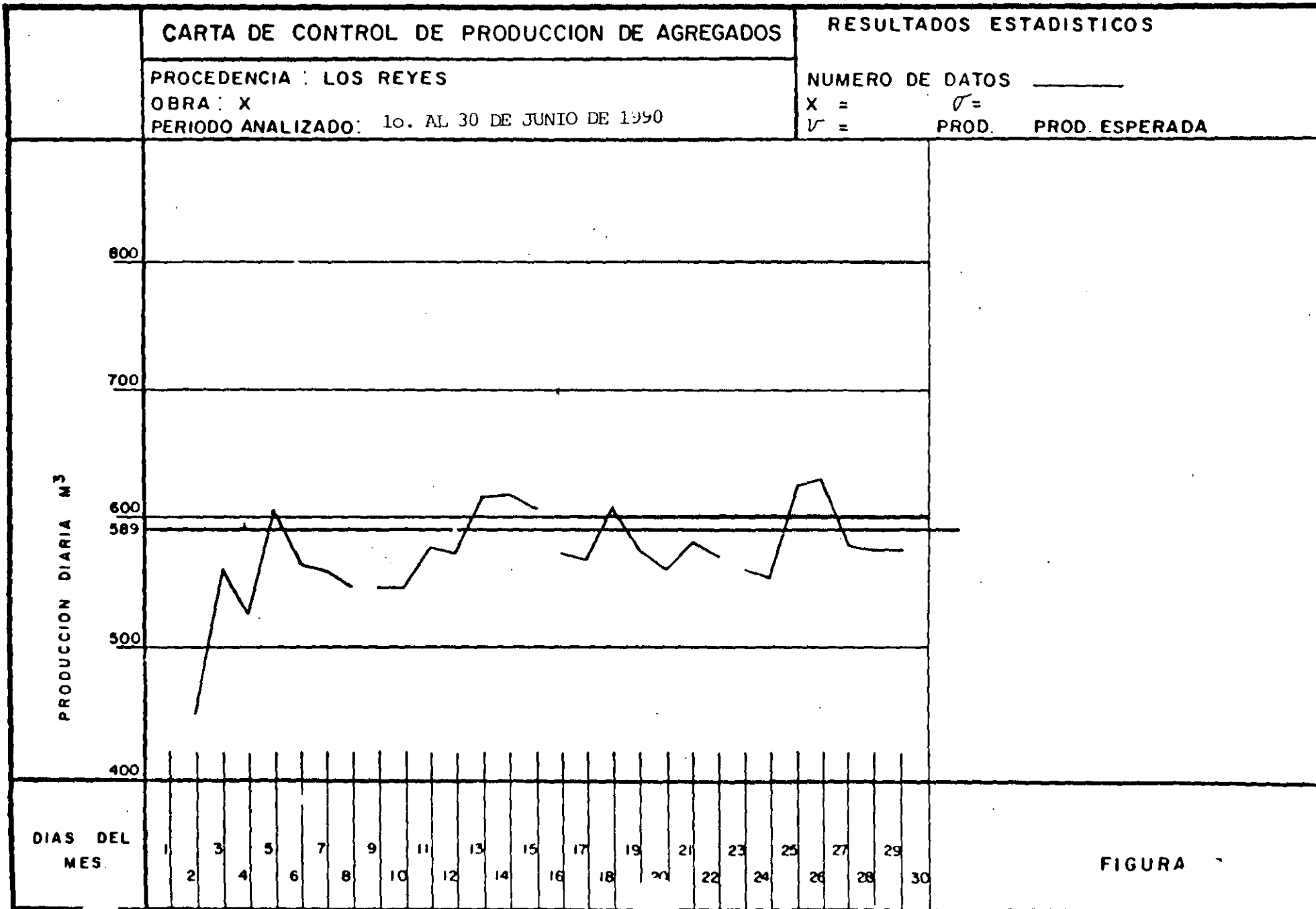


FIGURA 2



INFORME DIARIO DE PRODUCCION DE AGREGADOS

OBRA: 24

FECHA: MIERCOLES 6 DE JUNIO DE 1990

TIEMPO TEORICO OPERACION: 15:30 HORAS

TIEMPO REAL OPERACION: 7:20 HORAS

NUMERO DE DEMORAS : 7

EFICIENCIA: 47.5% EFICIENCIA ESPERADA : = 70%

PRODUCCION REAL: 400 M³

PRODUCCION POR HORA EFECTIVA : 400/7.33 = 54.57

PRODUCCION ESPERADA: = 54.5

CAUSA DE DEMORAS	HORAS PERDIDAS	%EFICIENCIA PERDIDA
FALTA DE MATERIAL	1:05	6.9%
REPARACION PLANTA DE LUZ	1:10	7.5%
REPARACION TRIT. SECUNDARIA	1:30	9.7%
SOLDANDO MALLA	1:10	7.5%
FALTA ENERGIA ELECTRICA	0:35	3.7%
REPARACION CRIBA	0:40	4.3%
PIEDRAS ATORADAS	2:00	12.9%
T O T A L	8:10	52.5%

Figura No. 4

INFORME DE PRODUCCION SEMANAL

OBRA: 24
 PRODUCCION REAL: 2600 M³
 EFICIENCIA REAL: 48.8%
 HORAS TRABAJADAS: 45.4
 PRODUCCION REAL
 POR HORA EFECTIVA: 57.3

PERIODO DEL: 4 de julio al: 9 de julio-199
 PRODUCCION ESPERADA: 3534 M³
 EFICIENCIA ESPERADA: 70%
 HORAS DEMORA: 47.4
 PRODUCCION ESPERADA
 POR HORA EFECTIVA : 54.5

CAUSA DE DEMORAS	HORAS PERDIDAS	% EFICIENCIA PERDIDA
FALTA DE MATERIAL	1:30	1.6
REPARACION PLANTA DE LUZ	1:10	1.2
REPARACION TRIT. SECUNDARIA	6:30	7.0
SOLDANDO MALLAS	5:0	5.4
FALTA ENERGIA ELECTRICA	1:0	1.1
REPARACION CRIBA	16:00	17.2
MANT. CAMINO A PLANTA	1:00	1.1
PIEDRAS ATORADAS	11:00	11.8
DESCOM. BANDAS	1:30	1.6
POR ALMACENAMIENTO	3:0	3.2
TOTAL	47:40	51.2

Figura No. 5

CONSTRUCTORA:

X

MÁQUINA: TRITURADORA PRIMARIA Hoja No.: 1/2

MODELO: OULJADAS 24 x 36 CALCULÓ: J.U.G.

DATOS ADIC.: CON ALIMENTADOR REVISÓ: F.F.L.

36"x12" MONTADA. REMOLQUE

OBRA: TRITURACION "A"

FECHA: 10 JUNIO 1990

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ 1,032'500,670.50	FECHA COTIZACIÓN:	10 JUNIO 1990
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	6 AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA):	2000 HR/AÑO.
		MOTORES ^{ELECTRÍ} DE:	150 HP.
	\$	FACTOR OPERACIÓN:	0.90
VALOR INICIAL (VA):	\$ 1,032'500,670.50	POTENCIA OPERACIÓN:	135 HP OP.
VALOR RESCATE (VR):	15% 154'875,100.58	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	0
TASA INTERÉS (I):	24%	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	0.90
PRIMA SEGUROS (S):	2%		

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{1,032'500,670.50 - 154'875,100.58}{12000} = \$73,135.46$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,032'500,670.50 + 154'875,100.58 \times 0.24}{4000} = \$71,242.55$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,032'500,670.50 + 154'875,100.58 \times 0.02}{4000} = \$5,936.88$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \text{---} = \$$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = 0.90 \times 73,135.46 = \$65,821.92$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$216,136.81

CONSTRUCTORA: _____ MÁQUINA: TRITURADORA SECUNDARIA HOJA No.: 1/2
 X _____ MODELO: CONOS 36.5 CALCULÓ: J.U.G.
 DATOS ADIC.: CON CRIBA SCALPER REVISÓ: F.F.L.
 OBRA: TRITUTACION "A" MONTADA REMOLQUE FECHA: 10 DE JUNIO DE 1990

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ 1,054'463,836.40	FECHA COTIZACIÓN:	10 DE JUNIO-1990
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	6 AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA):	2000 HR/AÑO.
		MOTORES: ^{ELECTRI} COS. DE	110 HP.
	\$	FACTOR OPERACIÓN:	0.9
VALOR INICIAL (VA):	\$1'054,463,836.40	POTENCIA OPERACIÓN:	99 HP OP.
VALOR RESCATE (VR):	15% 158'169,575.46	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	0
TASA INTERÉS (I):	24%	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	0.9
PRIMA SEGUROS (S):	2		

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{1,054'463,836.40 - 158'169,575.46}{12000} = \$ 74,691.$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,054'463,836.40 + 158'169,575.46 \times 24}{4000} = \$ 72,758.00$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,054'463,836.40 + 158'169,575.46 \times 0.2}{4000} = \$ 6,063.17$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \text{---} = \$$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.9 \times 74,691.19}{\text{---}} = \$ 67,222.07$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$220,734.43

CONSTRUCTORA: _____ MÁQUINA: TRITURADORA TERCIARIA HOJA No.: 1/2
 _____ X _____ MODELO: CONOS 36 F.C. CALCULÓ: J.U.G.
 _____ DATOS ADIC.: CON CRIBA Y MONTA REVISÓ: F.F.L.
 _____ DA EN REMOLQUE. _____
 OBRA: TRITURACION "A" FECHA: 1o. de JUNIO-1990

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN: \$ 1,059'510,488.40 FECHA COTIZACIÓN: 1o JUN-1990
 EQUIPO ADICIONAL - _____ VIDA ECONÓMICA (VE): 6 AÑOS.
 _____ HORAS POR AÑO (HA): 2000 HR/AÑO.
 _____ MOTORES: _____ DE 150 HP.
 \$ _____ FACTOR OPERACIÓN: 0.9
 VALOR INICIAL (VA): \$ 1,059'510,488.40 POTENCIA OPERACIÓN: 135 HP OP.
 VALOR RESCATE (VR): 15% 158'926,573.26 COEFICIENTE ALMACENAJE (K): 0
 TASA INTERÉS (I): 24% FACTOR MANTENIMIENTO (Q): 0.9
 PRIMA SEGUROS (S): 2%

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{1,059'510,488.40 - 158'926,573.26}{12000} = \$75,048.66$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,059'510,488.40 + 158'926,573.26 \times 0.24}{4000} = \$73,106.22$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{1,059'510,488.40 + 158'926,573.26 \times 0.02}{4000} = \$6,092.19$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \text{---} = \$$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.9 \times 75,048.66}{\text{---}} = \$67,543.79$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$221,790.86

II. CONSUMOS.

A). COMBUSTIBLE: $E = E Pc$

DIESEL: $E = 0.1514X$ _____ HP. OP. X _____ /LT. = \$

GASOLINA: $E = 0.2271X$ _____ HP. OP. X _____ /LT.

B). OTRAS FUENTES DE ENERGÍA: _____ =

C). LUBRICANTES: $L = A Pe$

CAPACIDAD CARTER: $C =$ _____ LITROS.

CAMBIO ACEITE: $T =$ _____ HORAS.

$A = C/T + \frac{0.0035}{0.0030} X$ _____ HP. OP. = _____ LT/HR

$L =$ _____ LT/HR X \$ 4,800.00 /LT. = \$480,00

D). LLANTAS: $LI = \frac{HLL}{HV}$ (VALOR LLANTAS)
(VIDA ECONOMICA)

VIDA ECONOMICA: $HV =$ _____ HORAS $\frac{34'694,860.00}{3500} = 9,912.82$

$LI =$ _____ HORAS = \$

SUMA CONSUMO POR HORA \$10,392.82

III. OPERACION.

SALARIO BASE: _____

SALARIO REAL

OPERADOR: _____

_____: _____

_____: _____

SAL/TURNO-PROM:

HORAS/TURNO-PROM: (H)

$H = 8$ HORAS _____ (FACTOR RENDIMIENTO) = _____ HORAS

OPERACIÓN = $O = \frac{S}{H}$ = _____ HORAS = \$

----- SUMA OPERACIÓN POR HORA \$

COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (HMD) (SIN OPERACION) \$137,068.31

CONSTRUCTORA:	MÁQUINA: P. ELECTRICA	HOJA No.:	1/2
	MODELO: 500 KW	CALCULÓ:	J.U.G.
X	DATOS ADIC.:	REVISÓ:	F.F.L.
OBRA: TRITURACIOB "A"		FECHA:	10. DE JUNIO-1990

DATOS GENERALES			
PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ 365'783,382.90	FECHA COTIZACIÓN:	10. JUNIO-1990
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	5 AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA):	2000 HR/AÑO.
		MOTORES: DE	650 HP.
	\$	FACTOR OPERACIÓN:	0.75
VALOR INICIAL (VA):	\$365'783,382.90	POTENCIA OPERACIÓN:	487.5 HP OP.
VALOR RESCATE (VR):	10% 36'578,338.29	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	--
TASA INTERÉS (I):	24%	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	0.90
PRIMA SEGUROS (S):	2%		

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{365'783,382.90 - 36'578,338.29}{10000} = \$32'920.00$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{- HA} = \frac{365'783,382.90 + 36'578,338.29 \times 0.24}{2 \times 2000} = \$24'141.70$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{365'783,382.90 - 36'578,338.29 \times 0.02}{2 \times 2000} = \$2,011.81$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \text{-----} = \$ \text{-----}$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.9 \times 32,920.50}{1} = \$29,628.45$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$88,702.47

II. CONSUMOS.

A). COMBUSTIBLE: E = E Pc

DIESEL: E = 0.1514 X 487.50 HP. OP. X 501.49 /LT. = \$ 37,013.72

GASOLINA: E = 0.2271 X _____ HP. OP. X _____ /LT.

B). OTRAS FUENTES DE ENERGÍA: _____ =

C). LUBRICANTES: L = A Pe

CAPACIDAD CARTER: C = 79.50 LITROS.

CAMBIOS ACEITE: T = 100 HORAS.

A = C/T + 0.0035 / 0.0030 X 488.00 HP. OP. = 2.21 LT/HR

L = 2.50 LT/HR X \$ 4800 /LT. = \$ 12,006.00

D). LLANTAS: LI = HLL / Hv (VALOR LLANTAS) / (VIDA ECONOMICA)

VIDA ECONOMICA: Hv = _____ HORAS = _____

LI = _____ HORAS = \$ _____

SUMA CONSUMO POR HORA \$ 49,019.72

III. OPERACION.

SALARIO BASE: _____

SALARIO REAL

OPERADOR: _____

_____:

_____:

SAL/TURNO-PROM:

HORAS/TURNO-PROM: (H)

H = 8 HORAS (FACTOR RENDIMIENTO) = _____ HORAS

OPERACION = O = S / H = _____ HORAS = \$

SUMA OPERACION POR HORA \$

COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (HMD) (SIN OPERACION) \$ 137,722.19

CALCULO DEL SALARIO REAL DEL PEON, CABO DE TRITURACION Y OPERADOR
DE LA TRITURADORA

1. Días Pagados al Año.

a). Días calendario	365
b). Aguinaldo (Artículo 87L.F.T.)	15 (mínimo)
c). Prima de Vacaciones (Artículo 76 y 80 L.F.T.) Se considera antigüedad promedio de 2 años 8 días x 0.25	<u>2</u> 382

No se consideran trabajos en tiempo extra ni en días de descanso semanal.

2. Días Trabajados al Año.

a). Días de descanso al año	
Domingos	52
Vacaciones	8
Descansos obligatorios (Artículo 74 L.F.T.)	
1o. Enero, 5 Febrero, 21 Marzo, 1o. Mayo, 16 Septiembre, 20 Noviem bre, 1o. Diciembre de cada 6 años.	7.2
Mal tiempo y enfermedad	<u>4.0</u>
	71.2

$$365 - 71.2 = 293.8 \text{ días}$$

3.- Factor de costo para aplicar al salario base:

a).	<u>Días pagados</u>	= 382	1.3002
	Días trabajados	293.8	
b).	Impuesto Educación (1% Sobre Remuneraciones)		
	0.01 x 1.3002		0.0130
c).	Fondo para fomento deportivo (0.5%)		
	0.005 X 1.3002		0.0065
d).	Guarderías (1%)		
	0.01 X 1.3002		0.0130
e)	I.M.S.S. Patronal		
	Para salario mínimo (23.662125%)		
	0.23662 x 1.3002		<u>0.3076</u>
	S U M A		1.6403

Para salarios diferentes al mínimo.

a).-		1.3002	
b).-		0.0130	
c).-		0.0065	
d).-		0.0130	
e).-	Para salarios diferentes al mínimo		
	19.162125% x 1.3002		
	0.19162125		<u>0.2491</u>
	S U M A		1.5818

CATEGORIA	SALARIO NOMINAL	FACTOR	SALARIO REAL
PEON	\$ 10,080.00	1.6403	\$ 16,534.22
OPERADOR DE QUEBRADORA.	\$ 16,978.40	1.5818	\$ 26,856.43
CABO DE TRITURACION	\$ 20,079.85	1.5818	\$ 31,762.31/DIA

El 5% de Infonavit no puede cargarse al costo directo, lo debe pagar la Empresa de sus utilidades.

El 2% Sindical lo paga normalmente el trabajador.

S A L A R I O S

Los salarios base deberán incrementarse para obtener el salario real tomando en cuenta, cuotas del Seguro Social pagadas por el Patrón. Infonavit, en su caso, prestaciones de la Ley Federal del Trabajo, impuesto complementario, fondo para fomento deportivo y guarderías. Realizando las operaciones tendremos:

EMPLEADO	SALARIO BASE	SALARIO REAL
PEONES	\$10,080.00	\$ 16,534.22
OPERADORES	\$16,978.40	\$ 26,356.43
CABO DE TRITURACION	\$20,079.85	\$ 31,762.31

Para obtener el costo horario se presupone una eficiencia (65%) o se considera el costo anual dividido entre el número de horas trabajadas por las máquinas en un año.

Usando el primer criterio tendríamos:

$$\text{PEON:} \quad \frac{16,534.22}{8 \times .65} = \$ 3,179.66/\text{H.}$$

$$\text{OPERADOR:} \quad \frac{26,856.43}{8 \times .65} = \$ 5,164.70/\text{H.}$$

$$\text{CABO DE TRITURACION} \quad \frac{31,762.31}{8 \times .65} = \$ 6,108.14/\text{H}$$

C O N T R O L D E C O S T O S

En la misma forma que el control de producción, en primer lugar debe obtenerse el posible costo mensual por ejemplo, que nos va a servir de base de comparación, es decir de estándar.

Conviene dividir el costo de acuerdo como vamos a llevar el control. En este caso vamos a ejemplificar el control, con el costo directo, dividiendo éste en costo de maquinaria, de obra de mano, de materiales y de combustibles y lubricantes.

En las páginas siguientes, se analizan los costos por hora maquina y costos por materiales, también por hora y costos por obra de mano. Con todos estos costos se pueden preparar las siguientes tablas:

COSTOS DIRECTOS POR HORA

1. Maquinaria (cargos fijos)

a). Trituradora primaria de quijadas	\$ 216,136.81/hr.
b). Trituradora secundaria.	220,734.43/hr.
c). Trituradora terciaria de conos (36 F.C.).	221,790.86/hr.
d). Bandas transportadoras	126,675.49/hr.
e). Planta de luz CAT--348-5-- KW.	<u>88,702.47/hr.</u>

C.D. MAQUINARIA \$ 874,040.06/hr.

II. Materiales (consumos).

a). Bandas		\$ 10,392.82
b). Planta de luz.		
1. Combustibles	\$ 37,013.72	
2. Lubricantes	<u>12,006.00</u>	<u>49,019.72</u>
	C.D. MATERIALES	\$ 59,412.54

III. Mano de Obra.

a). Un cabo de trituración		\$ 6,108.14
b). Cuatro operadores x \$5,164.70/hr=		20,658.80
c). Tres peones x \$3,179.66/hr=		<u>9,538.98</u>
	C.D. MANO DE OBRA	\$ 36,305.92

RESUMEN DE COSTOS DIRECTOS
POR HORA.

Maquinaria	\$ 874,040.06
Materiales	59,412.54
Mano de obra	<u>36,305.92</u>
	C.D. TOTAL POR HORA \$ 969,758.52

COSTO DIRECTO POR M³

$$\text{C.D./M}^3 \quad \frac{969,758.52}{38 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 25,519.96/\text{m}^3$$

No es suficiente el control de producción, puesto que el costo unitario depende de producción de gastos erogados realmente.

Se puede llevar un control de costos elaborados en base al pre supuesto.

Los gastos esperados por mes son los siguientes, desglosados en conceptos de costo.

Podríamos seleccionar los siguientes conceptos:

- Maquinaria
- Obra de Mano
- Materiales
- Combustibles y lubricantes

El costo resultaría en la siguiente forma:

COSTO ESPERADO POR MES

HORAS ESPERADAS = 15.5 X 25 = 387.5

C O N C E P T O	MAQUINARIA	OBRA DE MANO	MATERIALES	COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES
TRITURADORA PRIMARIA	83'753,013			
TRITURADORA SECUNDARIA	85'534,591			
TRITURADORA TERCIARIA	85'943,958			
BANDAS TRANSPORTADORAS	49'086,752		4'027,218	
PLANTA DE LUZ	34'372,207			18'995,141
OBRA DE MANO		14'068,544		
S U M A	338'690,521	14'068,544	4'027,218	18'995,141

TOTAL COSTO ESPERADO = 375'781,424

TOTAL PRODUCCION ESPERADA= 14,725 m³/mes (de la hoja 25)

$$\text{COSTO /m}^3 = \frac{\$375'781,424}{14725\text{m}^3} = \$ 25,519.96/\text{m}^3 \text{ (VALOR IGUAL AL OBTENIDO EN LA HOJA 44)}$$

EL INFORME MENSUAL DE CONTROL DE COSTOS PRESUPUESTAL

QUEDARIA DE LA SIGUIENTE FORMA:

CATALOGO	CONCEPTO	MOVIMIENTO DEL MES			ACUMULADO HASTA EL MES		
		REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA	REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA
1	TRITURACION						
	a) . Maquinaria	270'298,120	338'690,521	68'392,401 R			
	c) . Obra de Mano	13'752,244	14'068,544	316,300 R			
	c) . Materiales	2'115,135	4'027,218	1'912,083 R			
	d) . Combustibles y Lubricantes	21'691,377	18'995,141	2'696,236			
	S U M A	307'856,876	375'781,424	67'924,548 R			

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL : 11817 m³

$$\text{COSTO REAL/m}^3 = \frac{\$307'856,876}{11,817\text{m}^3} = \$26.052.03/\text{m}^3$$

SIN EMBARGO EL CONTROL PRESUPUESTAL DE COSTO NO ME DICE NADA SI NO TOMO EN CUENTA LA PRODUCCION REAL, PARA TOMAR ESTO EN CONSIDERACION PUEDO LLEVAR EL CONTROL PRESUPUESTAL POR UNIDAD DE PRODUCCION

VOLUMEN DE PRODUCCION ESTIMADO = 14725

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL = 11817

INFORME MENSUAL DE CONTROL DE COSTOS (COSTO UNITARIO)

CATALOGO	CONCEPTO	MOVIMIENTO DEL MES				ACUMULADO HASTA EL MES			
		REAL (R)	PRESU PUESTO (P)	DIFEREN CIA: (D)	%	REAL	PRESU PUESTO	DIFEREN CIA:	%
		\$x10 ⁶	\$x10 ⁶	\$x10 ⁶	(D/P)x100				
1.-	TRITURACION								
	a). Maquinaria	270.30	338.69	68.39	20R				
	b). Obra de Mano	13.75	14.07	0.32	2R				
	c). Materiales	2.12	4.03	1.91	47R				
	d). Combustibles y Lubricantes	21.69	18.99	- 2.70	14				
	S U M A	307.86	375.78	67.92	18R				



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

9. BASES Y SUB-BASES

ING. RAFAEL LIMON LIMON

AGOSTO - 1992

SUBBASES Y BASES

Definimos como subbase y base a las capas sucesivas de material - seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es -- soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distri- buyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

Nuestro objetivo será señalar el procedimiento de construcción -- más apropiado en nuestro país, para la elaboración, transportación, ten- dido, afinamiento y compactación de subbases y bases.

Desde el punto de vista de procedimientos de construcción, es in- distinto referirse a la subbase o a la base, pues una y otra se constru- yen en la misma forma.

En México, las subbases y bases se construyen, en general, con -- un material granular (grava) mezclado con: cementante natural y agua, - cemento y agua, cal y agua, emulsión asfáltica, o asfalto fluxado, o -- bien, se construyen de arena mezclada con emulsión asfáltica. Las más -- usuales son las construidas con un material granular (grava mezclado -- con cemento natural y agua, y las construidas con arena y emulsión as - fáltica.

Emulsión asfáltica es la mezcla, hecha en planta, de 65% de asfal- to No. 6, 35% de agua, 6.5 kg/Ton de emulsificante y 6 kg/Ton de HCL. - Cuando el emulsificante es grasa animal, la emulsión es catiónica y --- cuando es una resina, la emulsión es aniónica.

Algunas veces, los pavimentos se diseñan con una capa de concreto asfáltico elaborado en planta estacionaria, a la que se llama base por- construirse a todo el ancho de la corona y por no usarse como superficie de rodamiento. No nos referimos a este caso especial porque su estudio corresponde al capítulo de carpetas asfálticas elaboradas en planta --- estacionaria.

Obtención y tratamiento de los ingredientes pétreos.

En nuestro país, los materiales pétreos para subbase y base se -- obtienen: en forma natural, por disgregado, por cribado, o por tritura- ción y cribado. Los procesos para la obtención y el tratamiento de los ingredientes pétreos no serán objeto de este estudio; sin embargo, sólo deseamos mencionar que para la trituración, el equipo que en la mayoría

de los casos es el más conveniente, debe constar de conos y no de rodillos como anteriormente se venía usando en forma casi generalizada en el país.

Elaboración de subbase y base.

La planta mezcladora de subbase y base constituye la herramienta más apropiada para realizar el mezclado de los materiales. A pesar de lo anterior, en México este mezclado todavía se hace, en la mayoría de los casos, utilizando motoconformadora.

Todos los tipos de subbase y base, exceptuando el que se construye con un material granular (grava) mezclado con asfalto fluxado, es muy conveniente procesarlos en plantas mezcladoras de subbase y base.

Estas plantas mezcladoras son del tipo volumétrico y constan de lo siguiente: alimentador(es), desgrumador de cementante, unidad mezcladora de una o dos flechas, bomba de agua de gasto variable y/o bomba de emulsión asfáltica también de gasto variable.

En realidad el procedimiento consiste en:

- 1.- Proporcionar por medio de alimentadores, cada uno de los materiales y, por medio de bombas, el agua o la emulsión asfáltica.
- 2.- Reunir en una tolva, una vez dosificados, los materiales y el agua o, si tal es el caso, la emulsión asfáltica.
- 3.- Mezclar y homogeneizar los ingredientes utilizando flechas provistas de paletas.

La decisión más importante, después de haber determinado la capacidad de la planta mezcladora por adquirir, es la selección del tipo de alimentador(es). Exceptuando la alimentación de cemento y cal, que siempre debe hacerse con tornillos sin fin, en una planta mezcladora se puede considerar la utilización de cualquiera de los tres tipos de alimentador que se mencionan a continuación.

- 1.- Alimentador de banda de velocidad variable (el más exacto de los tres), utilizado para alimentar materiales finos o muy finos en volumen de regular cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la velocidad de la banda.
- 2.- Alimentador de mandil (el de más alto costo de los tres), utilizable donde se requiera soportar cargas por impacto y donde sea necesario alimentar materiales gruesos y abrasivos en volumen de gran cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada.
- 3.- Alimentador de plato reciprocante (el de más bajo costo de los tres), utilizable para alimentar materiales húmedos de todos tamaños en volúmenes que pueden ser de gran cuantía. El flujo se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la mayor o menor longitud del brazo del excéntrico y/o por medio de la velocidad.

Podría ser que para un mismo caso hubiera la posibilidad de escoger más de un tipo de alimentador.

La construcción de subbase y base con planta mezcladora, tiene las siguientes ventajas sobre el procedimiento de mezclado por medio de motoconformadora:

- 1.- Proporcionamiento volumétrico exacto.
- 2.- Homogeneidad de la mezcla.
- 3.- Ahorro, cuidando de no incurrir en acarreo muertos cuantiosos. - Aquí debe entenderse por acarreo muerto aquél cuyo pago lo cubre el contratista y no el contratante. De acuerdo con las Especificaciones General de Construcción, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes paga el acarreo de los materiales como si éstos se acarrearán directamente de los bancos a la carretera o a la aeropista. En general y por razón lógica, la planta mezcladora de subbase y base debe instalarse en el banco en donde se va a necesitar mayor cantidad de material. Podría ser el caso que, además del material del banco donde se instale la planta mezcladora, se requiera otro material, cementante por ejemplo, y que el banco estuviera localizado en tal forma que en su acarreo a la planta mezcladora, se incurriera en un acarreo muerto de una magnitud --

tal que hiciera incosteable producir la subbase o la base en planta mezcladora. En este caso, desde luego, la mezcla debe hacerse directamente en la carretera o en la aeropista utilizando motoconformadora.

- 4.- Menor interrupción al tránsito. Tratándose de carreteras, se entiende que al no necesitarse motoconformadoras para mezclar en el camino, el tránsito de vehículos usuarios será más fluido.
- 5.- Mejor utilización del equipo de compactación. Cuando se usa planta mezcladora, se pueden ir tendiendo tramos de 200 m por ejemplo, y empezar así la compactación desde casi el principio del tendido.
- 6.- Menos perjuicios por causa de lluvia. Esto es obvio si se considera que casi todo el volumen que se acarrea a la obra puede ser tendido y compactado prácticamente de inmediato.
- 7.- Mejor control general de la obra. Es entendible que es más fácil controlar plantas que máquinas (motoconformadoras), que necesariamente estarían repartidas para atender las demandas que una obra requiere en sus diferentes etapas.

Naturalmente que para que se pueda disfrutar de la ventajas 5, 6 y 7 y por lo tanto de ahorro global, es necesario que la producción se organice en forma rutinaria y masiva.

A continuación se hace un estudio comparativo de los elementos de costo que varían, utilizando, por un lado, motoconformadoras para mezclar y, por otro, planta mezcladora. Primeramente calcularemos los -- costos horarios.

Determinación del costo horario¹

1.- Depreciación D

Pa: valor de adquisición de la máquina nueva

LL: valor de las llantas

ED: valor de los elementos de desgaste

¹ Acevedo L. Gustavo, "Costos y Mantenimiento de Maquinaria" p.p. 21-26, ICIC.

Vr: valor de rescate en forma decimal

Ha: horas de uso anual constantes durante N años

N: vida económica en años

$$D = \frac{Pa - Pa Vr - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

$$D = \frac{Pa (1 - Vr) - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

$$\text{si } p = \frac{Pa}{1000}, ll = \frac{LL}{1000}, ed = \frac{ED}{1000} \text{ y } ha = \frac{Ha}{1000}$$

$$D = \frac{1000 p (1 - Vr) - 1000 (ll + ed)}{1000 ha \times N}$$

$$D = \frac{p (1 - Vr) - (ll + ed)}{ha \times N}$$

2.- Intereses, seguros y almacenaje (1 + S + A)

Siendo los valores de inversión media anual: $\frac{N + 1}{2N}$ pa

i: tasa de interés anual

s: prima anual de seguro

A: factor de Pa como almacenaje anual

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{año}} = \frac{N + 1}{2N} \text{ pa } (i + s) + A \text{ Pa}$$

si suponemos que Ha = 2000

$$\frac{1 + S + A}{\text{hora}} = \frac{\frac{N + 1}{2N} \cdot 1000 p (i + s) + A \times 1000 p}{2000} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} + \frac{A}{2}$$

esto es cierto si $h_a = 2$. Cuando es diferente a 2 y en virtud de que h_a interviene en el denominador, la ecuación anterior deberá afectarse por $K = \frac{2}{h_a}$ en que h_e es igual a las horas anuales reales divididas por 100.

Si consideramos $A = 0.01$.

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = 0.005 \quad K = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = \frac{0.005}{\frac{N+1}{2N}} \quad K$$

$\frac{N+1}{2N}$ varía de 0.6 a 0.55 para valores de N de 5 a 10 años

$$\frac{(I + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} + 0.01 \quad K$$

3.- Mantenimiento (T)

Asignamos a este concepto un valor total, durante la vida económica igual a 0.8 Pa, el cual expresado en términos horarios queda como sigue:

$$T = \frac{0.8 \text{ Pa}}{h_a \times N}$$

$$T = \frac{0.8 \times 1000 \text{ p}}{1000 h_a \times N} = \frac{0.8 \text{ p}}{h_a \times N}$$

4.- Llantas LL'

Se considera que una recubierta vale el 40% del valor de la llanta nueva y que con esto se logra duplicar las horas de vida totales.

$$LL' = \frac{LL \times 1.4}{2 \times \text{vida llantas}}$$

5.- Elementos de desgaste ED'

$$ED' = \frac{ED}{\text{vida elementos de desgaste}}$$

6.- Combustibles y lubricantes (CYL)

Se considera que el consumo horario, tratándose de diesel, es -- como sigue:

DS: costo del litro de diesel

GS: costo del litro de gasolina

HP: caballos de fuerza

$$CYL = DS \times HP \times 0,8 \times 0,1514 \times 1,4$$

Tratándose de gasolina:

$$CYL = GS \times HP \times 0,7 \times 0,227 \times 1,3$$

7.- Operación (OP)

Se considera que el salario nominal (SN) debe multiplicarse por 1.57 para incluir: prestaciones, Seguro Social e Infonavit.

$$OP = \frac{1,57 \text{ SN}}{8}$$

Sumando el valor de cada una de las 7 partidas se obtiene el costo horario.

El programa que a continuación aparece corresponde al desarrollo de las ecuaciones anteriores en una calculadora HP41CV.

01 LBL "CUR .	41 /	88 AVIEW
S0"	42 STO 54	89 STOP
02 FIX 2	43 "DEP=\$"	90 RCL 60
03 "MAQ?"	44 ARCL X	91 1.4
04 AON	45 AVIEW	92 *
05 PROMPT	46 STOP	93 "VD.LLAN
06 AOFF	47 "INT.?"	TAS"
07 AVIEW	48 PROMPT	94 PROMPT
08 "V.ADQ./	49 STO 63	95 STO 72
MIL?"	50 ENTER↑	96 /
09 PROMPT	51 "SEG.?"	97 2
10 STO 50	52 PROMPT	98 /
11 1	53 STO 64	99 STO 61
12 "V.RESC?	54 +	100 "LLANTAS
"	55 2	=\$"
13 PROMPT	56 /	101 ARCL X
14 STO 65	57 .01	102 AVIEW
15 -	58 +	103 STOP
16 *	59 2	104 RCL 51
17 "V.1 LLA	60 RCL 52	105 "VIDAE.D
NTA?"	61 /	."
18 PROMPT	62 *	106 PROMPT
19 STO 66	63 RCL 53	107 STO 71
20 "N.LLANT	64 1	108 /
AS?"	65 +	109 STO 62
21 PROMPT	66 2	110 "E.DESG,
22 STO 73	67 /	=\$"
23 *	68 RCL 53	111 ARCL X
24 STO 60	69 /	112 AVIEW
25 1000	70 *	113 STOP
26 /	71 RCL 50	114 "\$DIES?"

27 "E,DESG,	72 *	115 PROMPT
?"	73 STO 55	116 STO 67
28 PROMPT	74 "I+S+A=\$	117 "HP?"
29 STO 51	"	118 PROMPT
30 1000	75 ARCL X	119 STO 57
31 /	76 AVIEW	120 *
32 +	77 STOP	121 .8
33 -	78 .8	122 *
34 "H,/ANO/ MIL?"	79 RCL 50	123 .1514
35 PROMPT	80 *	124 *
36 STO 52	81 RCL 52	125 1.4
37 /	82 /	126 *
38 "ANOSVID A?"	83 RCL 53	127 "\$GAS,?"
39 PROMPT	84 /	128 PROMPT
40 STO 53	85 STO 56	129 STO 68
	86 "MANT=\$"	130 RCL 57
	87 ARCL X	131 *
		132 .7

133 *	166 +	197 AVIEW
134 .227	167 RCL 62	198 "N.LLANT
135 *	168 +	AS"
136 1.3	169 RCL 53	199 ARCL 73
137 *	170 +	200 AVIEW
138 +	171 RCL 59	201 "VD.LLAN
139 "LUB.AD	172 +	TAS"
?"	173 "COSTHR=	202 ARCL 72
140 PROMPT	\$"	203 AVIEW
141 STO 69	174 ARCL X	204 "E"D,=\$"
142 +	175 AVIEW	205 ARCL 51
143 STO 53	176 STOP	206 AVIEW
144 "COMBYLU	177 "V"ADQ./	207 "VIDA E.
B=\$"	MIL=\$"	D."
145 ARCL X	178 ARCL 50	208 ARCL 71
146 AVIEW	179 AVIEW	209 AVIEW
147 STOP	180 "V.RESC=	210 "H.P,="
148 "SAL.NOM	"	211 ARCL 57
.?"	181 ARCL 65	212 AVIEW
149 PROMPT	182 AVIEW	213 "DIES/LT
150 STO 70	183 "H/.ANO/	.= \$"
151 1.57	MIL="	214 ARCL 67
152 *	184 ARCL 52	215 AVIEW
153 8	185 AVIEW	216 "GAS/LT=
154 /	186 "ANOSVID	\$"
155 STO 59	A="	217 ARCL 63
156 "OPER.=\$	187 ARCL 53	218 AVIEW
"	188 AVIEW	219 "LUB.AD.
157 ARCL X	189 "INT.="	=\$"
158 AVIEW	190 ARCL 63	220 ARCL 69
159 STOP	191 AVIEW	221 AVIEW
160 RCL 54	192 "SEG.="	222 "SAL.NOM
161 RCL 55	193 ARCL 64	.= \$"
162 +	194 AVIEW	223 ARCL 70
163 RCL 56	195 "V.1LLAN	224 AVIEW
164 +	TA=\$"	225 END
165 RCL 61	196 ARCL 66	

Alimentando este programa se obtienen los siguientes costos horarios.

AL.BANDA24
DEP=\$113.14
1+S+A=\$147.88
MANT=\$129.38
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$17.79
OPER.=\$0.00
COSTHR=\$487.31
V.ADQ./MIL=\$1,939.54
V.RESC=0.30
H./AND/MIL=1.00
AÑOSVIDA=12.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=2.00
DIES/LT.=\$0.00
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$17.79
SAL.NOM.=\$0.00

COMPNEUM9R.
DEP=\$162.72
1+S+A=\$191.06
MANT=\$198.50
LLANTAS=\$61.43
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$175.20
OPER.=\$350.31
COSTHR=\$1,139.21
V.ADQ/MIL=\$3,970.04
V.RESC=0.30
H./AND/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$19,500.00
N.LLANTAS9.00
VD.LLANTAS2,000.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=60.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT.=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$1,705.00

BOMBAAGUA4
DEP=\$98.23
1+S+A=\$31.50
MANT=\$72.19
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$109.76
OPER.=\$105.78
COSTHR=\$409.54
V.ADQ./MIL=\$270.70
V.RESC=0.00
H./AND/MIL=0.75
AÑOSVIDA=4.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=18.00
DIES/LT.=\$0.00
GAS/LT=\$29.52
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$539.00

COMPVIB.CA21
DEP=\$300.83
1+S+A=\$424.16
MANT=\$440.69
LLANTAS=\$26.75
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$365.00
OPER.=\$350.31
COSTHR=\$1,987.74
V.ADQ./MIL=\$8,813.82
V.RESC=0.30
H./AND/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$38,221.00
N.LLANTAS2.00
VD.LLANTAS2,000.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=125.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$1,785.00

C.PIPA8M.3
DEP=\$130.70
1+S+A=\$69.60
MANT=\$159.89
LLANTAS=\$68.03
E.DESG.=\$0.00
COMNYLUB=\$1,036.65
OPER.=\$245.31
COSTHR=\$1,709.40
V.ADQ./MIL=\$1,590.94
V.RESC=0.30
H./AND/MIL=2.00
AÑOSVIDA=4.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$11,339.00
H.LLANTAS6.00
VD.LLANTAS700.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=170.00
DIES/LT.=\$0.00
GAS/LT=\$29.52
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$1,250.00

DISG.B.GREENE
DEB=\$122.85
1+S+A=\$105.10
MANT=\$109.20
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$11.46
OPER.=\$0.00
COSTHR=\$348.61
V.ADQ./MIL=\$682.48
V.RESC=8.10
H./AND/MIL=0.50
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=10.00
DIES/LT.=\$0.00
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$11.46
SAL.NOM.=\$0.00

MOTOCONF.12G
DEP=\$682.07
I+S+A=\$758.61
MANT=\$788.16
LLANTAS=\$42.43
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$394.19
OPER.=\$42.36
COSTHR=\$3,117.82
V.ADQ./MIL=\$15,763.28
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$28,206.00
N.LLANTAS6.00
VD.LLANTAS2,000.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=135.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$8.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$2,305.00

PL.MEZCL.2A
DEP=\$1,078.57
I+S+A=\$1,222.22
MANT=\$1,269.84
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$227.79
COMBYLUB=\$438.39
OPER.=\$923.55
COSTHR=\$5,160.37
V.ADQ./MIL=\$22,222.22
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.40
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$455,570.64
VIDA E.D.2,000.00
H.P.=145.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$15.00
SAL.NOM.=\$4,706.00

PL.LUZ75KM
DEP=\$157.05
I+S+A=\$172.75
MANT=\$179.49
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$437.99
OPER.=\$0.00
COSTHR=\$947.28
V.ADQ./MIL=\$3,589.71
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=10.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=150.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$0.00

TRACT.D7G
DEP=241.95
I+S+A=\$1,117.76
MANT=\$1,419.38
LLANTAS=\$0.00
E.DESG.=\$0.00
COMBYLUB=\$583.99
OPER.=\$452.36
COSTHR=\$4,815.43
V.ADQ./MIL=\$22,710.00
V.RESC=0.30
H./ANO/MIL=1.60
AÑOSVIDA=8.00
INT.=0.09
SEG.=0.03
V.1LLANTA=\$0.00
N.LLANTAS0.00
VD.LLANTAS1.00
E.D.=\$0.00
VIDA E.D.1.00
H.P.=200.00
DIES/LT.=\$17.22
GAS/LT=\$0.00
LUB.AD.=\$0.00
SAL.NOM.=\$2,305.00

	<u>Costo horario</u>
1.- Alimentador de banda de 24" x 6'6"	\$ 407.31
2.- Bomba de agua de 4"	409.54
3.- Camión pipa de 8 m ³ .	1,709.40
4.- Compactador neumático de 9 ruedas	1,739.21
5.- Compactador vibratorio CA25A llantas de tracción	1,987.74
6.- Disgregador de terrones	348.61
7.- Motoconformadora 12G	3,117.82
8.- Planta de luz de 75 KW	947.28
9.- Planta mezcladora de base	5,160.37
10.- Tractor D7G, 7U, 7	4,815.43

A) Revoltura hecha con motoconformadora

1.- Revoltura

motoconformadora 12; \$ 3,117.82/hr
producción 54 m³/hr.

$$\frac{\$ 3,117.82/\text{hr.}}{54 \text{ m}^3/\text{hr.}} = \$ 57.74/\text{m}^3$$

2.- Agua

a) Extracción del agua

bomba de 4"; \$ 409.54/hr
producción 48 m³/hr.

$$\frac{\$ 409.54/\text{hr}}{48 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 8.53/\text{m}^3$$

b) Acarreo y aplicación

camión pipa de 8 m³; \$ 1,709.40/hr
producción 12 m³/hr

$$\frac{\$ 1,709.40/\text{hr.}}{12 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 142.45/\text{m}^3$$

$$a + b = \$ 150.98/\text{m}^3$$

Se requieren 200 lt de agua/m³

$$\$ 150.98/m^3 \times 200 \text{ lt}/m^3 = \$ 30.20 \text{ m}^3$$

$$\begin{array}{r} 1.- \$ 57.74/m^3 \\ 2.- \underline{30.20} \\ \$ 87.94/m^3 (1) \end{array}$$

B) Revoltura hecha con planta mezcladora de subbase y base

1. Elaboración de la mezcla en planta tractor D7, 7U, 7	\$ 4,815.43/hr
alimentador de banda de 24"	407.31
disgregador de grumos	348.61
planta mezcladora de subbase y base	5,160.37
planta de luz de 75 KW	947.28
bomba de 4"	409.54
camión pipa de 8000 lt	<u>1,709.40</u>
	\$ 13,797.94/hr

producción 200 m³ , sueltos/hr
factor de abundamiento 1.35

$$\frac{\$ 13,797.94/hr \times 1.35}{200 \text{ m}^3/hr} = \$ 93.14/m^3$$

2. Agua para compactación que se acarrea al camino

partida A) 2.- \$ 150.98/m³

se requieren 50 lt de agua/m³

$$\$ 150.98/m^3 \times 50 \text{ lt}/m^3 = \$ 7.55/m^3$$

$$\begin{array}{r} 1.- \$ 93.14 \\ 2.- \underline{7.55} \\ \$ 100.69 (2) \end{array}$$

Este aparente encarecimiento del:

$$\frac{(2) \$ 100.69/m^3 - (1) \$ 87.94/m^3}{(1) \$ 87.94/m^3} = 14\%$$

que se obtiene usando el procedimiento de mezclado en planta contra el de mezclado con motoconformadora, es absorbido con margen, por los ahorros que se obtienen como consecuencia de las ventajas 5, 6 y 7 - antes señaladas. (página 4)..

Transportación.

Una vez elaborada la mezcla en planta, los camiones de volteo son cargados por gravedad mediante la apertura de las compuertas de la tolva de descarga.

Pensando en acarreos no mayores de 20 km es usual que, para un trabajo de pavimentación en el que la subbase y la base se produzcan en planta mezcladora de 540 Ton/hr de capacidad y la carpeta asfáltica en planta de 3000 lb/pesada de capacidad, se requieran hasta 300 camiones de volteo de 6 m de capacidad. Sería absurdo adquirir camiones de volteo para satisfacer las demandas que se requieren en trabajos organizados a base de plantas, la inversión sería altísima y el control de los camiones prácticamente imposible. Si por alguna circunstancia no se contara con el número necesario de camiones, el trabajo se encarecería extraordinariamente. Para agilizar el pago de los camiones, evitar errores y tener mejor control, es recomendable calcular los fletes por medio de computadora y utilizar, en lo posible, básculas de piso.

Tendido y afinado.

El tendido y afinado de la subbase y base puede hacerse usando cualquiera de los siguientes procedimientos:

- 1.- Por el método tradicional utilizando motoconformadora estándar.- Este es el procedimiento más barato y más inexacto, y cuando se aplica, el perfil, las secciones, los espesores y el acabado de la subbase y/o la base no cumplen con las tolerancias estipuladas en las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes-

La rigidez de las tolerancias en el tendido es creciente para los siguientes tipos de subbase y base.

- a.- Subbases y bases en carreteras

b.- Bases construidas por el sistema de estabilización en carreteras.

c.- Subbases y bases en autopistas.

Las tolerancias para subbases y bases en carreteras que no se cumplen cuando el tendido se hace con motoconformadora son las siguientes:

	Subbase	Base
Pendiente transversal	$\pm 1/2\%$	$\pm 1/2\%$
Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de 3 m de longitud, paralela y normalmente al eje. Máximo	2 cm	1 1/2 cm

En espesores para carreteras, la raíz cuadrada del promedio de los cuadros de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba, siempre deberá ser igual o menor que 0.14 del espesor real promedio de la subbase, igual o menor que 0.12 del espesor real promedio de la base e igual o menor que 0.09 del espesor real promedio conjunto de subbase más base; además, el valor absoluto de la diferencia entre los espesores real y de proyecto, correspondiente al 84% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la subbase, al 90% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la base y al 95% como mínimo, en el caso del conjunto de subbase más base, siempre deberá ser igual o menor que el 20% de los espesores de proyecto.

2.- Por medio de una extendidora de carpeta asfáltica (finisher) equipada con control electrónico y dotada de un área de acabado suficiente para extender espesores hasta de 25 cm. Se entiende por área de acabado a la superficie máxima de la sección transversal que esta máquina es capaz de extender y así se dirá; por ejemplo, que la extendidora Barber Greene SA35 tiene un área de acabado de 0.3855 m², que la SB41, 0.5881 m² o que la SB 140, 2.2296 m².

Este procedimiento es muy recomendable para subbases y bases estabilizadas con cemento, con cal, o con emulsión asfáltica. Es un sistema muy práctico para extender subbase y base, en ---

caminos en operación y con fuerte tránsito, porque no se tiene necesidad de interrumpir éste en lo más mínimo ya que el extendido y compactado puede hacerse, como se hace con la carpeta, por alas.

Sin embargo, el gran desgaste de la extendedora, cuando no se maneja un producto asfáltico, hace que este procedimiento resulte caro, no obstante que elimina la eventualidad de camellones saturados por lluvias imprevistas y que hace trabajar muy eficientemente al equipo de compactación.

- 3.- Por medio de una máquina afinadora extendedora del tipo CMI equipada con sistema de control electrónico. La presencia de tránsito, el ancho de la corona, los alineamientos verticales y horizontal y, su alto costo hacen que la aplicación de esta máquina, en las carreteras de nuestro país, sea un tanto difícil. La ausencia de tránsito y las características geométricas de los aeropuertos permiten, en ellos, la aplicación exitosa de esta máquina.

Compactación.

El costo de compactación representa una muy pequeña parte del costo total de la obra. A cambio de esto, la compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa sustancialmente el valor soporte y la estabilidad del material, mejora la impermeabilidad en la mayoría de los casos y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento.

La compactación de subbase y base ha tenido una evolución muy importante con la introducción de compactadores vibratorios autopropulsados.

Actualmente, para compactar la producción de una planta mezcladora de subbase y base de 540 Ton/hr de capacidad, se requiere de un compactador vibratorio autopropulsado de 9 Ton de peso estático compuesto de un solo rodillo, y de un compactador neumático autopropulsado de 11 Ton con llantas de 90 psi. El compactador neumático se utiliza no por falta de capacidad de producción del compactador vibratorio, sino porque éste no puede orillarse lo suficiente para compactar los

hombros del pavimento. El compactador vibratorio autopropulsado -- cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta - de 25 cm, lo que hace que el número de capas de pavimento se reduz- ca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equi- po antes mencionado es como sigue:

Compactador vibratorio CA25A llantas tracción	\$ 1,987.34
Compactador neumático de 9 ruedas	<u>1,139.21</u>
	\$ 3,126.55

$$\frac{\$ 3,126.55/\text{hr} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 21.10/\text{m}^3$$

Las ventajas principales de este método de compactación son los siguientes:

- 1.- Bajo costo.
- 2.- Menos interrupción al tránsito.
- 3.- Estandarización de equipo para compactar tanto subbase y - base como carpeta asfáltica.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

10. CARPETA DE MEZCLAS ASFALTICAS

ING. RAFAEL LIMON LIMON

AGOSTO - 1992

CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS.

I MEZCLAS.

Clasificación:

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse como sigue:

Frías : Elaboradas con asfaltos rebajados y con emulsiones asfálticas.

Calientes: Elaboradas en planta estacionaria.

Carpetas de riegos.

Las mezclas llamadas "Frías" son producidas en el lugar; como en su nombre se indica, se incorporan los agregados con el cementante en frío; el cementante usa como vehículo: gasolina, para el caso de los asfaltos rebajados; agua, en el caso de las emulsiones, la mezcla pueda transportarse a la temperatura ambiente, lo que solamente se ve limitado por bajas temperaturas.

Se usan asfaltos rebajados de fraguado rápido que se incorporan al pétreo, previamente "acamellonado"; la dosificación se hace en volumen, en forma aproximada, por lo que no se logra un producto homogéneo. Por ello, generalmente se usan materiales en "greña" cuya granulometría no ha sido controlada. El asfalto más comúnmente usado en México, para estos propósitos es el denominado FR-3 que contiene 73% de Residuo y 27% de Solventes.

Se emplean estas mezclas en bacheos de carreteras, reconstrucciones de caminos, sobrecarpetas, recomendándose que su uso se vea limitado a caminos con intensidad de tránsito de menos de 1000 vehículos por día.

Es importante que antes del tendido y compactación hayan sido eliminados, por evaporación, la mayor parte de los solventes y de la humedad contenida por los agregados. Se recomienda colocar la mezcla cuando la humedad sea del 1% aproximadamente. Ello impone una limitación más a su uso en lugares donde la humedad del medio ambiente sea elevada, pues el contenido de agua en los agregados nunca será menor que la del aire.

No deben usarse cuando se requieran altos niveles de servicio en la superficie de rodamiento, o cuando las cargas sean de importancia, por su frecuencia, o por su magnitud. El tendido se hace con motoconformadora por lo que el acabado es defectuoso, además no es posible fabricarlos impermeables y están limitados también por condiciones climatológicas (lluvias y temperaturas bajas, cercanas a los 5°C).

II MEZCLAS DE EMULSION.

Las emulsiones de asfalto usan agua como vehículo, la que, ubicada entre las partículas del cemento las separan, permitiendo su transporte en forma de líquido.

Se clasifican en: Aniónicas.

Catiónicas.

Al incorporarse al pétreo, según la carga eléctrica que presente, habrá de permitir su acercamiento con el cementante, expulsando al agua, que hasta entonces había mantenido separadas a las partículas de cementante; así se formará una estructura de agregados y cemento que constituye a la mezcla.

Al momento la expulsión del agua se le conoce como "rompimiento" de la emulsión y es hasta entonces cuando debe procederse a la compactación.

Las mezclas pueden hacerse en camellones o en máquinas revolvedoras.

Pueden esperarse de estas mezclas, características de bases estabilizadas.

Su uso queda entonces restringido a carpetas de caminos de poca intensidad del tránsito, bacheos y desde luego bases estabilizadas de autopistas y aeropuertos, y se prefieren para lugares lluviosos, o de alta humedad del ambiente, donde es particularmente difícil el uso de mezclas de asfaltos rebaldos.

III CARPETA DE RIEGOS.

Son de uso muy generalizado en nuestro país y se reducen a la colocación de un riego de asfalto caliente sobre la base terminada, para regarles un producto pétreo fino (materiales 3-A ó 3-E), las que se adhieren a la base, la sellan y la protegen de la acción del tránsito.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los refuerzos que imponen las cargas.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los esfuerzos que imponen las cargas.

IV MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA.

Son mezclas, de pétreos y cementantes asfálticos. Sin embargo, pueden considerarse de calidad controlada.

Conviene entonces mencionar que para obtener una buena mezcla, debe contarse con un control de calidad adecuado para cada uno de los componentes.

Haremos mención de las cualidades necesarias de los componentes y de ellos una vez constituidos en mezcla.

Corresponden al primer grupo:

- Naturaleza y calidad de los agregados, (dureza, forma, afinidad con el cementante).
- Granulometría.- Distribución de tamaños.
- Calidad del cemento asfáltico.- En general se usa en México el cemento asfáltico No. 6, su penetración varía entre 80 - 100 debe cuidarse esta cualidad ya que los cementos "duros" en mezclas de alta compactación, producen carpetas "frágiles".

Como cualidades de la mezcla se pueden mencionar:

- Resistencia.
- Durabilidad.
- Textura.

Los pétreos y el cementante combinan sus cualidades al ser mezclados. - Se requiere en esta etapa del cuidado para que la mezcla sea homogénea, que las proporciones de los cementantes sea la adecuada (diseño de la mezcla) y que el mismo equipo usado para su elaboración no altere las propiedades del cemento por defecto en el control de la temperatura.

V PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Tanto en las mezclas frías como en las calientes pueden distinguirse 3 fases bien definidas en el procedimiento de construcción.

Mezclado.

Tendido.

Compáctación.

Se agregan a los anteriores:

- Para el caso de mezclas frías, en algunos casos, el disgregado de materiales, operación previa al mezclado, tendiente a corregir defectos granulométricos del material en "greña", sobre todo cuando exista un porcentaje alto de partículas mayores.
- Y para el caso de mezclas producidas en planta, el transporte del producto.

VI MEZCLADO.

- Para carpeta de rebajados:

Se lleva a cabo mediante motoconformadoras, una vez que ha sido incorporado el asfalto aproximadamente a 80°C, en el pétreo previamente colocado en camellones, se da el número de pasadas necesario, hasta que se han evaporado los solventes, vehículo del asfalto, operación que es controlada por el Laboratorio. En caso de que se eliminen durante el proceso de mezclado y "desfluxado" la totalidad de los solventes, obtendremos una mezcla de muy difícil trabajabilidad.

Conviene conservar una pequeña proporción de solventes que faciliten la operación de extendido. Durante ella y en la primera etapa de vida, de la carpeta dichos solventes se perderán por evaporación. Sin embargo, si se dejan solventes residuales en exceso, la carpeta será deformable bajo la acción de las cargas.

Cuando el contenido de humedad de los agregados es superior al especificado, con anterioridad a la incorporación del asfalto rebajado, habrá necesidad de secar los agregados. Esta operación se consigue mediante el uso de la motoconformadora con la que se mueve repetidamente el material para exponer al medio ambiente las caras del pétreo a fin de que, por evaporación pierda la humedad excedente.

Como se mencionó se recomienda una humedad residual del 1%, sin embargo ello debe revisarse en función de la humedad ambiente y de la absorción natural del agregado pétreo.

— Para mezclas de emulsión:

La operación es similar a la del caso anterior, una vez que se ha conseguido una distribución uniforme, la mezcla se deja reposar hasta su "rompimiento", en este momento ya se puede iniciar la compactación.

— Mezclas en planta:

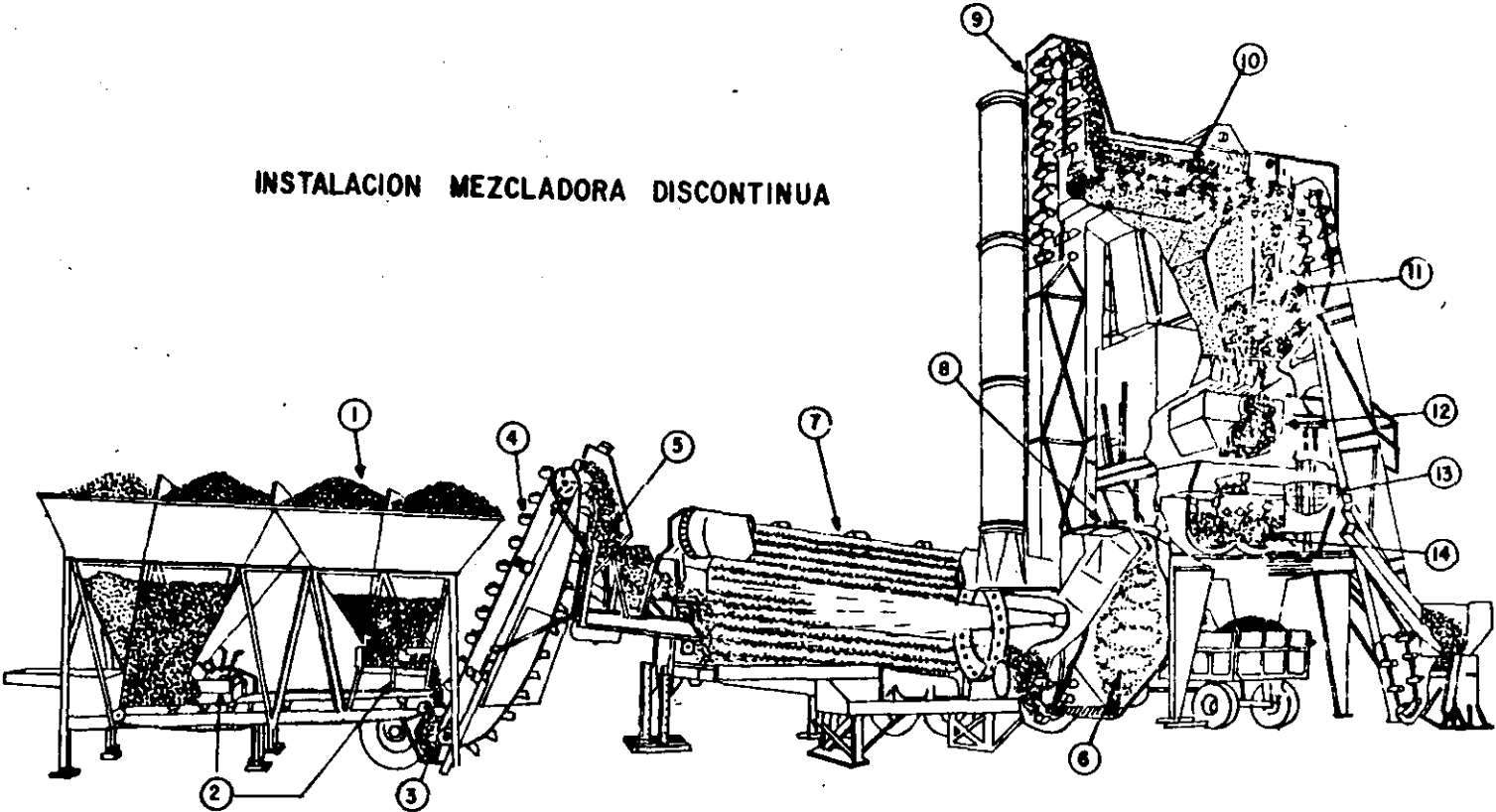
Como su nombre lo indica, esta operación se lleva a cabo en plantas diseñadas para este propósito:

Se distinguen plantas de producción discontinua o de batch.

Y plantas de producción continua; a continuación se hace la descripción de las plantas:

El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas; dispuestas para recibir material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén), por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (6), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material caliente (11), por las compuertas de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad en peso que fija la granulometría de proyecto, valiéndose del recipiente pesador (12), y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente. Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza y se descarga el camión que la ha de transportar.

INSTALACION MEZCLADORA DISCONTINUA



VII DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO.

La descripción de la planta de producción continua, se puede hacer dividiéndola en tres secciones:

- A.- Dosificación de áridos (fig. 1).
- B.- Secador y colector de polvo (fig. 2).
- C.- Dosificación y mezclado de materiales calientes (fig. 3).

El funcionamiento de una planta de este tipo es el siguiente (fig. 4).

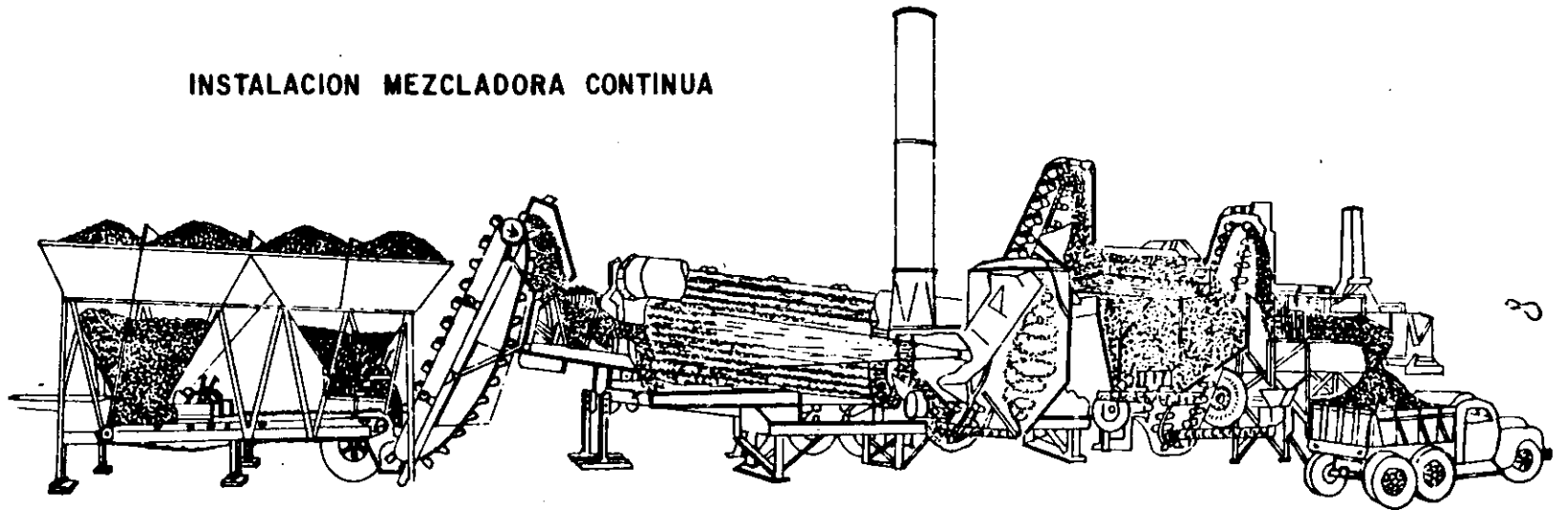
El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, dispuestas para alimentar material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén; por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (5), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material saliente (11), por las compuertas (12) de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad que fija la granulometría de proyecto, y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente.

Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza la mezcla y se descarga al camión que ha de transportar.

En este tipo de plantas continuas el material procedente de las tolvas de almacenaje en caliente se dosifica por medio de compuertas regulables que descargan sobre los alimentadores de material caliente. Todos los materiales son transportados al mezclador en forma continua.

El asfalto también afluye en forma continua, y se regula con un sistema de bombeo conectado con el mecanismo de dosificación (fig. 5), de tal manera que se obtiene una relación constante entre la cantidad total de los agregados pétreos y el producto asfáltico empleado, en forma independiente de la velocidad de producción de la carpeta.

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA



VIII TENDIDO

Mezclas frías: Se usa el mismo equipo que para el mezclado: la moto-conformadora. Mediante la altura de la cuchilla, se controla el espesor que desea colocarse. Este procedimiento tiene como desventaja que clasifica los materiales por efecto de arrastre, sin embargo, dada la calidad esperada de la mezcla, se considera adecuado.

En algunos casos, sobre todo para bases estabilizadas, puede usarse la máquina extendedora o "finisher", cuando se ha empleado emulsión; con ello se evitan las clasificaciones de tamaños del pétreo y se consigue un mejor control de espesores.

* Mezclas calientes:

Se tienden con equipo especialmente diseñado para este fin. Por lo tanto cuentan con los dispositivos necesarios para garantizar:

- Un extendido continuo.
- Un espesor controlado.
- Una compactación primaria.
- Una mezcla uniforme.

IX COMPACTACION.

Mezclas frías.

Su comportamiento a la compactación y a la circulación puede ser muy diferente, según sea la granulometría del material:

Gruesa.

Buena.

Fina.

Se llevan a cabo mediante el uso de rodillos lisos y se deja una parte del proceso al tráfico.

Según el Arquíe en su libro: COMPACTACION lo anterior es válido siempre que se usen granulometrías gruesas, lo que da estructuras permeables y - posiblemente con granulometrías buenas, se presentan bajas compactaciones y perfiles defectuosos.

Para las mezclas de emulsión será necesario permitir la expulsión del agua y evitar que se presenten inestabilidades mecánicas por ello.

X MEZCLAS CALIENTES.

Intervienen dos equipos: rodillos lisos y rodillos de neumáticos.

Es bien conocido el efecto compactador de cada uno:

Liso.- Accionando de arriba hacia abajo.

De Neumáticos.- Todo el espesor. En la práctica conocida consiste en aplicar primero el rodillo liso, para "armar" y posteriormente el de neumáticos para alcanzar el grado de compactación.

No obstante lo anterior es interesante observar la técnica francesa moderna:

"Se debe emplear en cabeza, muy cerca de la extendidora, hasta casi tocarle, un compactador de neumáticos, para aprovechar el efecto de amasado".

Las huellas que marca son borradas por el rodillo liso.

Son factores importantes para lograr una buena compactación.:

El espesor de la capa.

El tipo de agregados, granulometría y forma de las partículas.

El diseño de la mezcla.

El peso y tipo del compactador.

La temperatura de compactación.

XI CALIDAD DE LA MEZCLA.

La supervisión y control deben comenzar al momento de iniciarse la producción, sin embargo, es conveniente que se observe la maniobra de instalación y armado de la planta, con objeto de obtener, desde un principio los datos necesarios sobre las condiciones del equipo, como bandas, elevadores, quemadores, cribas, compuertas, etc., y poder preveer probables causas de futuros problemas de producción.

Actualmente las reglamentaciones de la S.A.H.O.P., dejan a juicio y criterio del contratista los ajustes y calibración de las plantas. De no efectuarse la calibración la granulometría será defectuosa, de aquí que no siempre debe achacarse a los bancos de material o a los procesos de trituración los defectos en curvas de granulometría.

Debe evitarse que al principiar un trabajo de pavimentación, se produzcan bachas fuera de lo especificado, para lograr producir la mezcla con una granulometría y contenido de cemento asfáltico aceptables, y como para determinar si son aceptables las bachas producidas es necesario conocer su granulometría y contenido de cemento asfáltico, por lo general cuando se obtienen estos datos, la mezcla analizada ya fué tendida. Para evitar esto es necesario que no se inicie el tendido de la mezcla asfáltica mientras no se haya elaborado una mezcla de prueba que demuestre que ya se han logrado las condiciones exigidas por el proyecto.

Hay que tener en cuenta, al trabajar el concreto asfáltico que:

Una buena mezcla, mal tendida y mal compactada nos dá una mala carpeta.

Una mala mezcla bien tendida y bien compactada nos dá una mala carpeta.

Es decir, que en el concreto asfáltico no puede descuidarse ni la elaboración, ni el tendido ni la compactación.

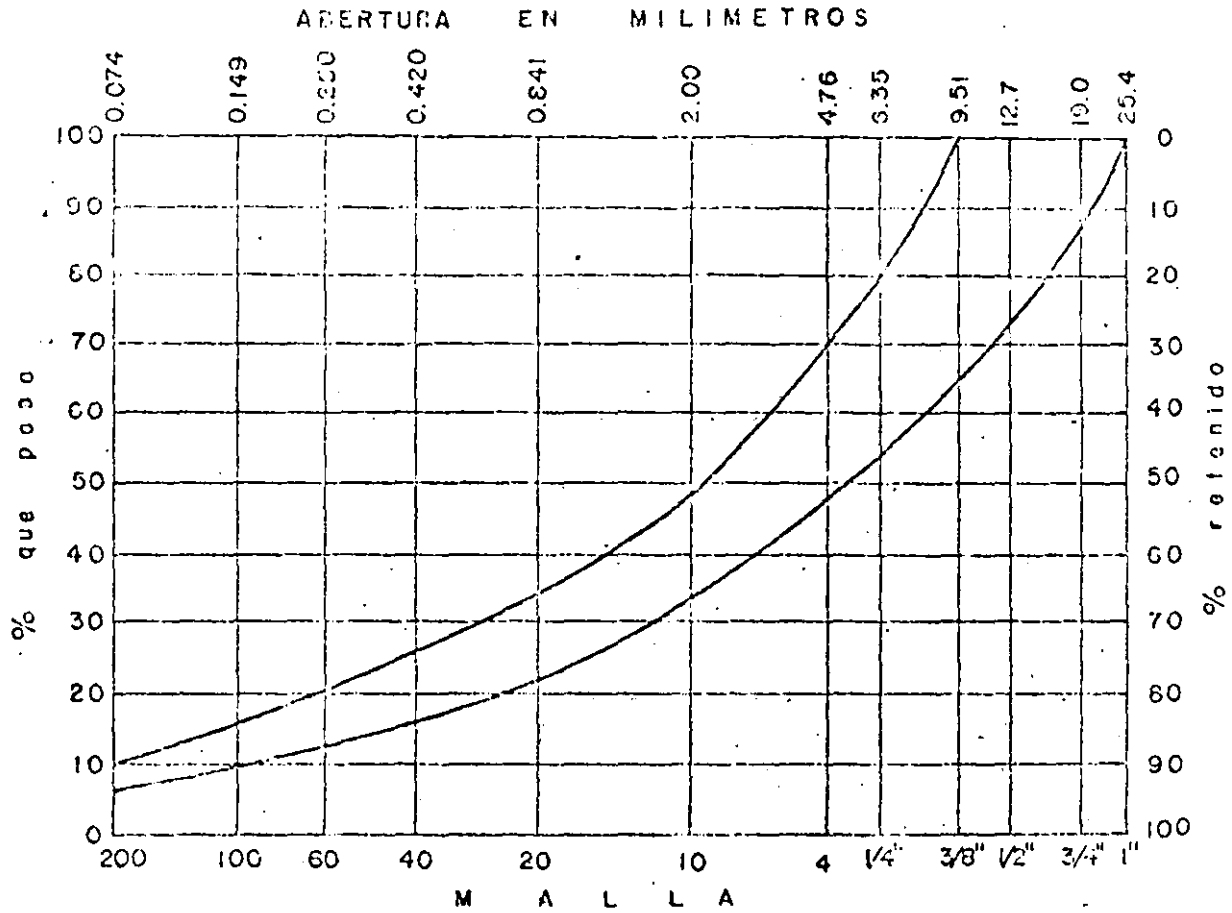
Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

Los porcentos de vacíos de la mezcla y del material pétreo, respecto al volumen del espécimen, deberán determinarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la parte novena de las especificaciones generales de construcción de la S.A.H.O.P.

Características.	Uso de la mezcla asfáltica elaborada con cemento asfáltico.	Para Carreteras		
		Hasta 2,000 Veh. pesados	Más de 2,000 Veh. pesados	Para Aero pistas.
No. de golpes por cara.		50	75	75
Estabilidad mínima kgs.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bases.	450	700	700
Flujo, en milímetros.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bacheo.	2-4.5	2-4	2-4
Por ciento de vacíos en la mezcla, respecto al volumen del espécimen.	Para carpetas y mezclas de renivelación.	3-5	3-5	3-5
	Para bases asfálticas.	3-8	3-8	3-8
Por ciento de vacíos en el agregado mineral (VAM), respecto al volumen del espécimen de mezcla, de acuerdo con el tamaño máximo del pétreo.	Tamaño máximo.			
	4.76 mm (No. 4)	18	18	18
	6.35 mm (1/4")	17	17	17
	9.51 mm (3/8")	16	16	16
	12.7 mm (1/2")	15	15	15
	19.0 mm (3/4")	14	14	14
	25.4 mm (1")	13	13	13

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA MEZCLAS ASFALTICAS EN PLANTA

GRANULOMETRIA

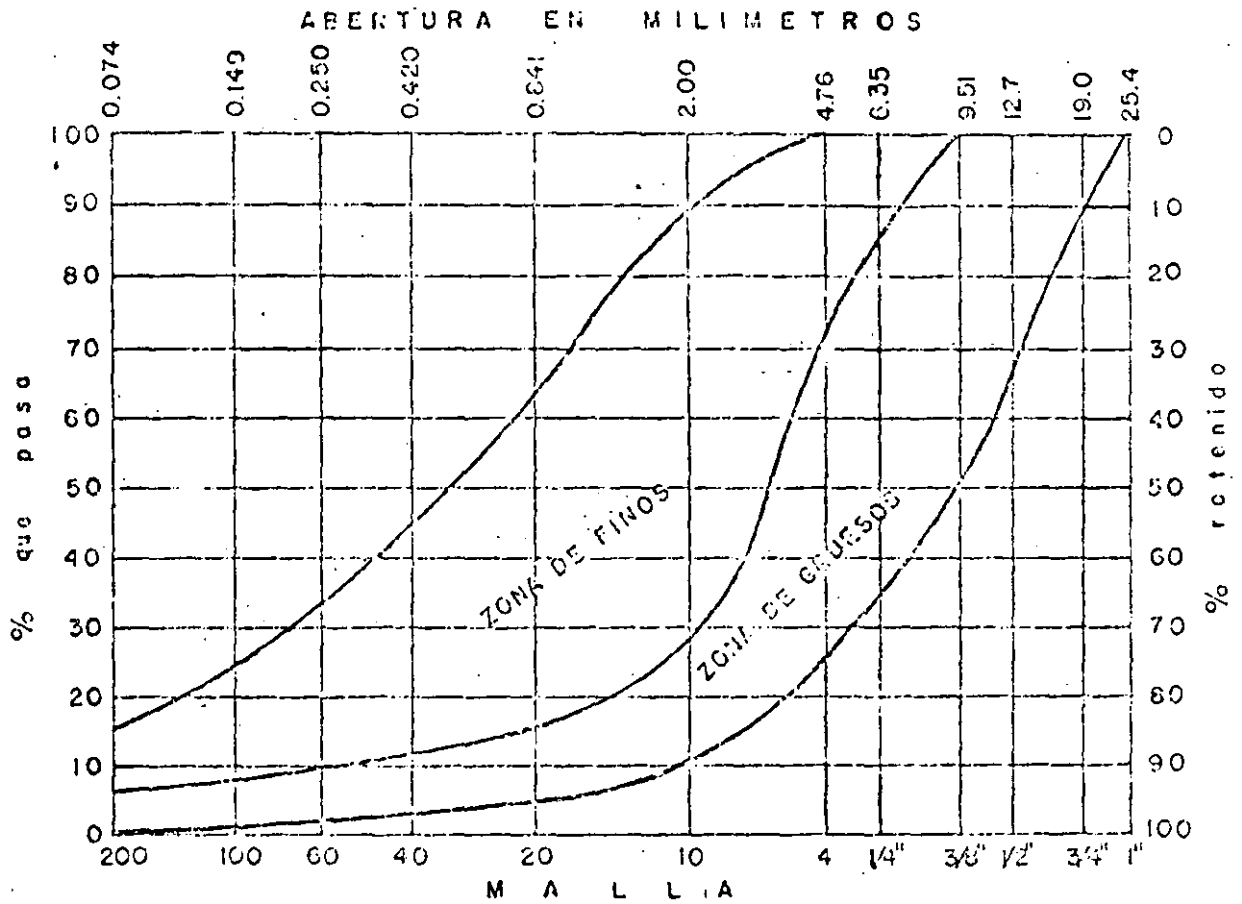


- CONTRACCIÓN LINEAL _____ 2%
- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO
- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

FIGURA 1.2.

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL

ZONA DE FINOS. _____ 2% MÁXIMO
ZONA DE GRUESOS _____ 3% MÁXIMO

- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO
- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

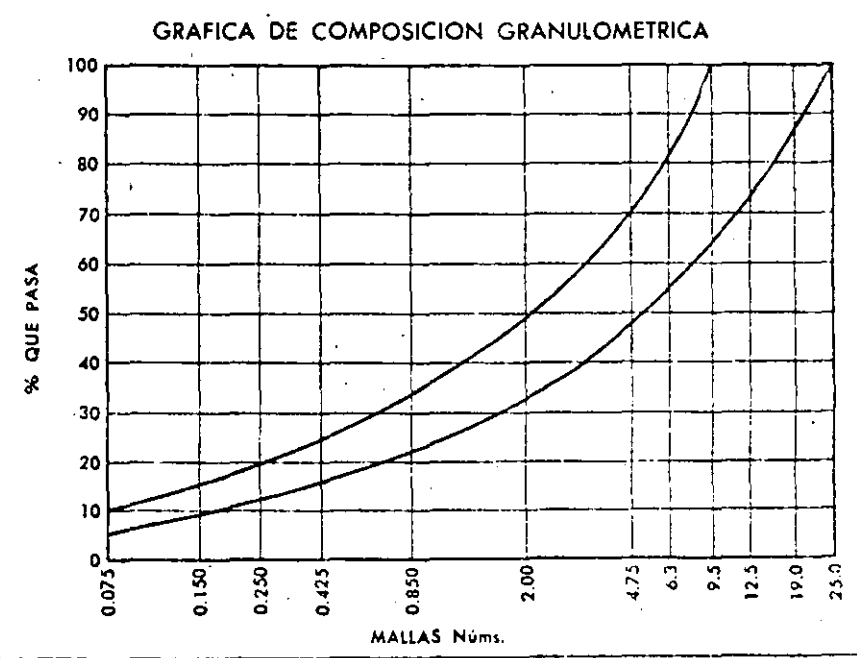
INFORME DE ENSAYE DE CONCRETO ASFALTICO

OBRA _____	ENSAYE Nº _____
LOCALIZACION _____ <small>(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.)</small>	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INF. _____

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION DEL MATERIAL _____	PARA USARSE EN _____
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO _____	
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO _____	
	UBICACION DEL BANCO DE DONDE PROCEDE EL MATERIAL PETREO _____	

VIAJE Nº _____	TENDIDO EN km _____	A km _____	CARRIL _____	FRANJA _____
TEMP. DE LA MEZCLA AL SALIR DE LA PLANTA _____ °C, EN EL TENDIDO _____ °C, AL INICIAR LA COMPACT. _____ °C				

CARACTERÍSTICAS DEL AL PETREO	COMPOSICION GRANULOMETRICA	P.E. SECO SUELTO, kg/m ³	MALLAS	% QUE PASA	DEL PROYECTO
			Núm. 25.0		
			" 19.0		
			" 12.5		
			" 9.5		
			" 6.3		
			" 4.75		
			" 2.00		
			" 0.850		
			" 0.425		
			" 0.250		
			" 0.150		
	" 0.075				
CARACTERÍSTICAS DEL AL PETREO	P.E. (Yp), g/cm ³				
	ABSORCION %				
	DESGASTE %				
	% DE TRITURACION				
	PART. ALARGADAS %				
	PART. LAJEADAS %				
	EQUIV. DE ARENA %				
	CONTRACCION LINEAL %				

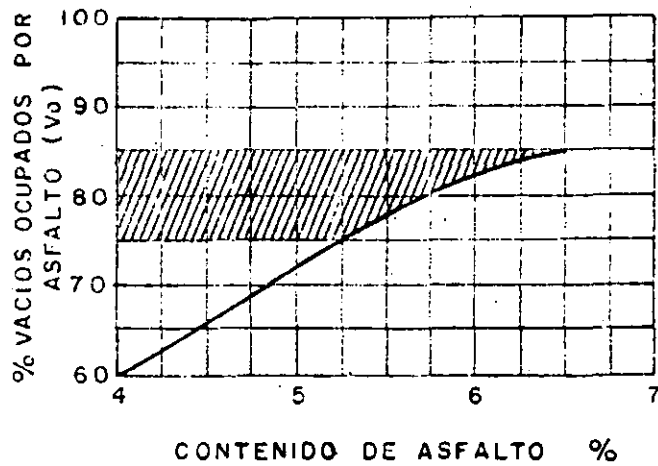
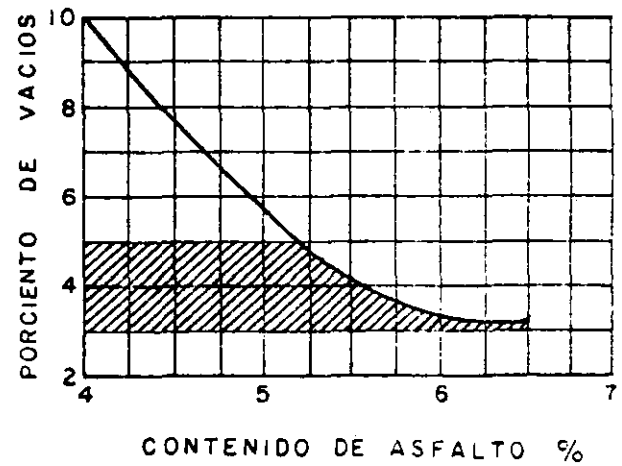
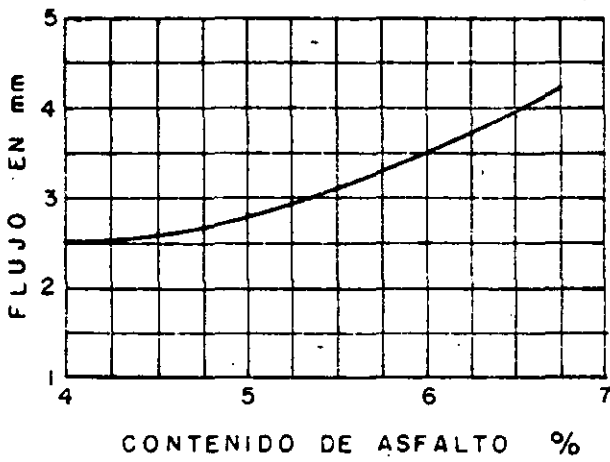
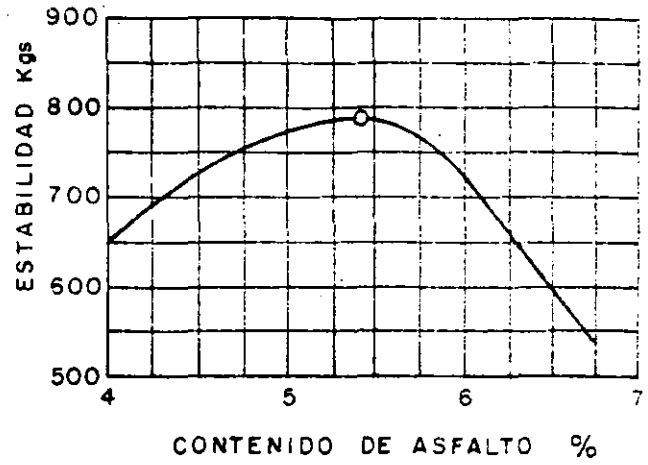
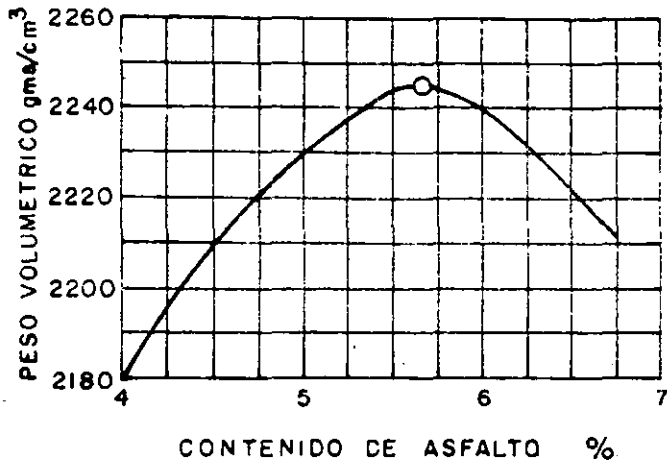


CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA	DEL PROYECTO	CARACTERÍSTICAS DEL ESPECIMEN	ESPECIFICACION	CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO
CONTENIDO ASFALTO %		P.E. kg/m ³		TIPO
ADIEVO		ESTABILIDAD, kg		PENETRACION
USADO		FLUJO, mm		VISCOSIDAD
CANTIDAD %		VACIOS %		TEMP. RECC.M.
AFINIDAD		V.A.A. %		TEMP. DE APLIC.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES _____

EL LABORATORISTA	EL JEFE DEL LABORATORIO	Vo. B.
------------------	-------------------------	--------

VALORES MARSHALL



INFORME DE TEMPERATURAS Y TENDIDO DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN CALIENTE

OBRA _____	ENSAYE No. _____
LOCALIZACION _____ <small>(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.)</small>	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INFORME _____

CAPA _____	ESPESOR DE PROYECTO DE LA CAPA _____ cm
PLANTA EN km _____	DESVIACION _____
	ESPESOR DE LA CAPA ANTES DE COMPACTAR _____ cm

VIAJES		MUES- TRA No.	HORAS		TEMPS. DE LA MEZCLA			T E N D I D O					ESPESOR DE CAPA TENDIDA (Antes de compactar)	OBSERVACIONES
CARRIO No.	VOL. m ³		SALIDA DE PLANTA	DESCARGA EN TRAMO	AL SALIR DE LA PLANTA	AL TENDER	AL COMPACTAR	DE km	A km	LADO O FRANJA	CALZADA	ANCHO m		

EL LABORATORISTA _____	EL JEFE DEL LABORATORIO _____	V° B° _____
-------------------------------	--------------------------------------	--------------------



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

11. COMPACTACION EN EL CAMPO

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

AGOSTO - 1992

COMPACTACION

I. INTRODUCCION

La palabra "compactación" resulta de sustantivar el Adjetivo "compacto" que deriva del latín "compactus", participio pasivo de "compingere" que quiere decir unir, juntar.

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos. Los métodos primitivos incluían llevar borregos de un lado para otro del terraplén y arrastrar con caballos --- aplanadoras pesadas de madera.

Hasta hace pocos años se podía contar con la compactación hecha por las unidades de transporte y por aplanadoras casuales; junto con los --- asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que - retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

En los últimos quince años ha habido un gran progreso en la ciencia de la compactación de los suelos. Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del comportamiento del suelo, y los fabricantes han diseñado una amplia variedad de equipo para producir el máximo de compactación con el máximo de economía.

La compactación de los suelos debe ajustarse de la forma más adecuada, ya que, a excepción de unas correctas características de drenaje, es el factor que tiene mayor influencia en las condiciones funcionales de cualquier obra civil, como pueden ser terraplenes, sub-bases, bases y -- superficies de rodamiento.

Se desprende de lo anterior, que la vida útil de una obra, en la que interviene la compactación, dependerá en gran parte del grado de compactación especificado, el cual deberá ser estrictamente controlado.

La realización de proyectos cada vez más ambiciosos y de programas -- más agresivos ha originado una intensa y constante evolución del equipo de compactación.

Se ha introducido mejoras, tales como: poderosos sistemas hidráulicos, sensores electrónicos confiables, diseños más funcionales, mayor -- variabilidad en su uso, transmisiones rápidas, potentes motores, --- etc., las cuales se han traducido en una mayor producción de los equipos.

.....

Con el objeto de poder cumplir con plazos cada vez menores en la ejecución de obras cada vez mayores, se ha llegado a la necesidad de utilizar equipos de gran producción.

Los grandes equipos de carga, acarreo y tipo de material, han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

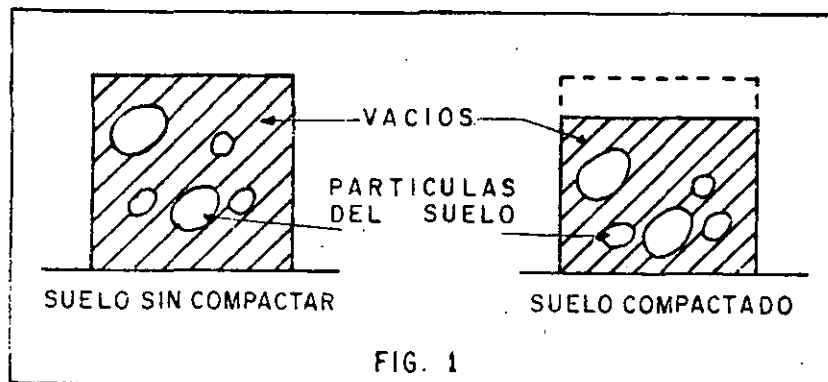
II. COMPACTACION

2.1. DEFINICION

En la terminología de Mecánica de Suelos, la reducción de los vacíos de un suelo recibe varios nombres: Consolidación, Compactación, Densificación, etc., existen ligeras diferencias en el significado de los dos primeros.

Consolidación, se usa para la reducción de vacíos, relativamente lenta, debida a la aplicación de una carga estática, usualmente acompañada de expulsión de agua del suelo, por ejemplo, la reducción de vacíos en el suelo bajo un edificio.

El término compactación se usa para la reducción de vacíos, más o menos rápida, producida por medios mecánicos durante el proceso de construcción. (Fig. 1).



Al reducirse los vacíos del suelo hay un incremento del peso volumétrico del material, de donde se puede dar la siguiente definición.

Compactación: Es el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas - que los forman mediante la expulsión de aire y/o agua del material.

2.2. PROPOSITO E IMPORTANCIA.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que se refiere a:

- a) Resistencia mecánica
- b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras
- c) Impermeabilidad

Entre las obras que requieren compactación se pueden señalar como más importantes las carreteras, las aeropistas y las presas de tierra.

Estas estructuras deberán ser capaces de soportar su propio peso y el peso de las cargas super-impuestas, si falla, el costo de la reparación puede ser muy elevado.

Desde el punto de vista del constructor el problema es: obtener la densidad especificada por el diseñador. Obtenida esta densidad se asegura que la resistencia a futuros asentamientos y la impermeabilidad sean las supuestas por el diseñador, sin embargo, la obtención de la densidad de diseño no necesariamente asegura la resistencia mecánica supuesta, ya que ésta depende, en muchos suelos, de la humedad a la cual fue compactado. Es necesario entonces que la compactación sea efectuada a la humedad especificada, especialmente para suelos cohesivos.

Se hace notar que compactar a mayores grados del especificado no es conveniente, es decir, compactar más, puede resultar perjudicial al proyecto.

La falla de algunas obras han obligado a que las especificaciones de compactación sean cada vez más estrictas; las tolerancias en más o en menos, del grado de compactación especificado, son generalmente fijadas desde el inicio de la obra.

2.3. PRUEBAS DE COMPACTACION

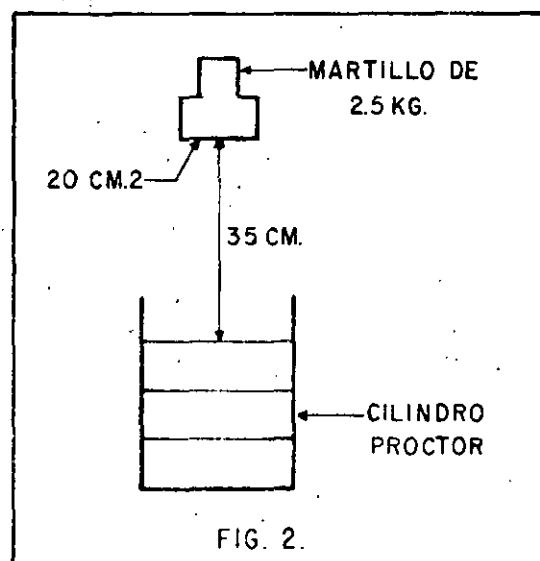
En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resis -

tencia necesaria, pero el equipo para medir esta resistencia (especialmente a esfuerzos de compactación y cortante) es difícil de manejar, es caro y no es aplicable a todos los suelos, por lo tanto se han preparado las siguientes pruebas de laboratorio.

- A) Proctor
- B) Proctor Modificada
- C) Porter

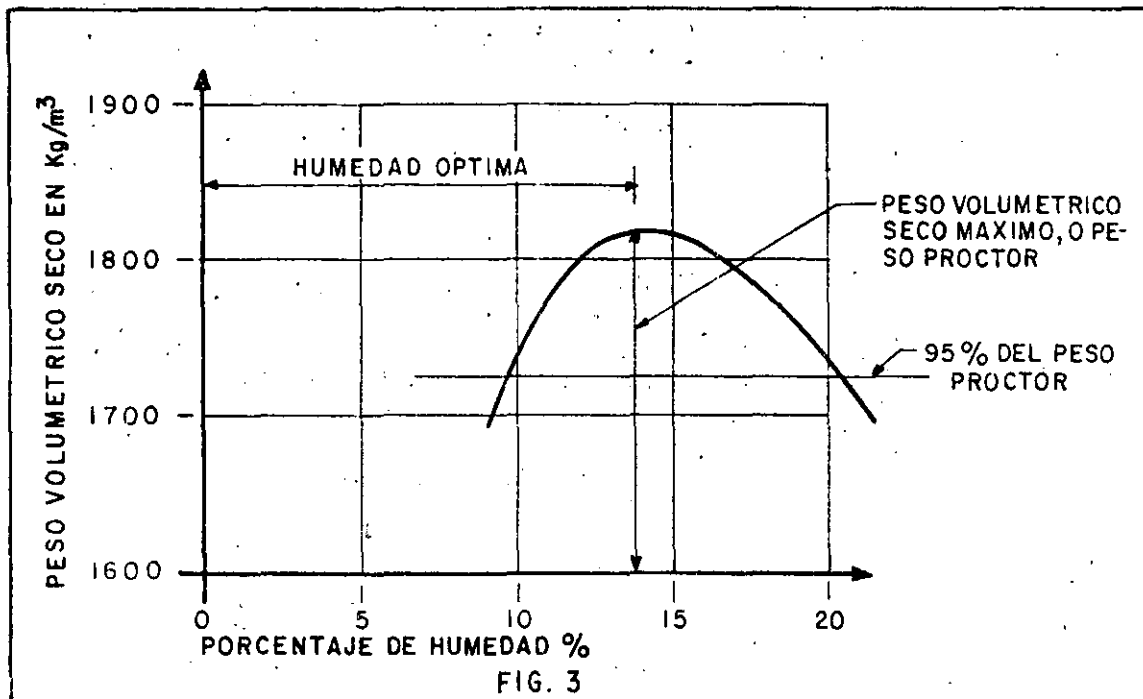
A). Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

- a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.
- b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro x 4 1/2" de altura, se llena en tres capas aproximadamente iguales con el material de la prueba.
- c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 kg -- con un área de contacto de 20 cm², el que se deja caer de 35 cm de altura (Fig. 2). Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.



- d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.
- e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad-Peso Volumétrico Seco.

Con estos pares de valores se dibuja la siguiente gráfica (Fig. 3).



Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso Volumétrico Seco Máximo" (P.V.S.M.), o peso proctor, y el contenido de humedad como humedad óptima.

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso proctor que debe obtenerse en la construcción del terraplén y la humedad óptima.

Por ejemplo: Si el proyectista especifica 95% Proctor en el caso de la gráfica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 kg/m³

$$95\% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ kg/m}^3$$

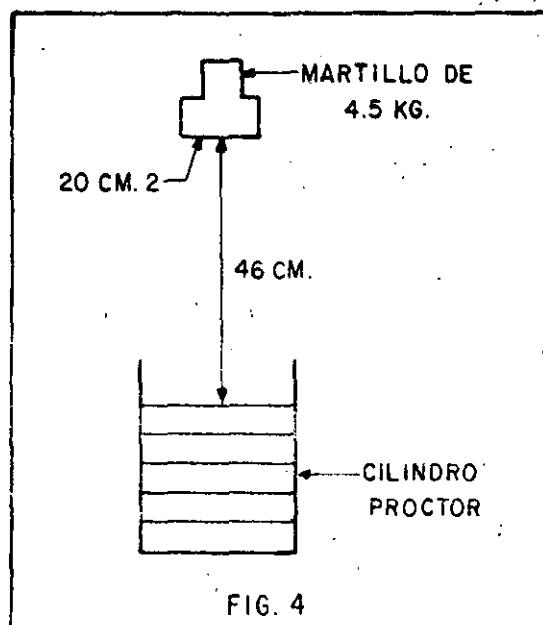
es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 kg/m^3 en ese material.

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es que a todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta más la humedad todavía, el agua empieza a ocupar el espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

Por lo tanto, si se aumenta o disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

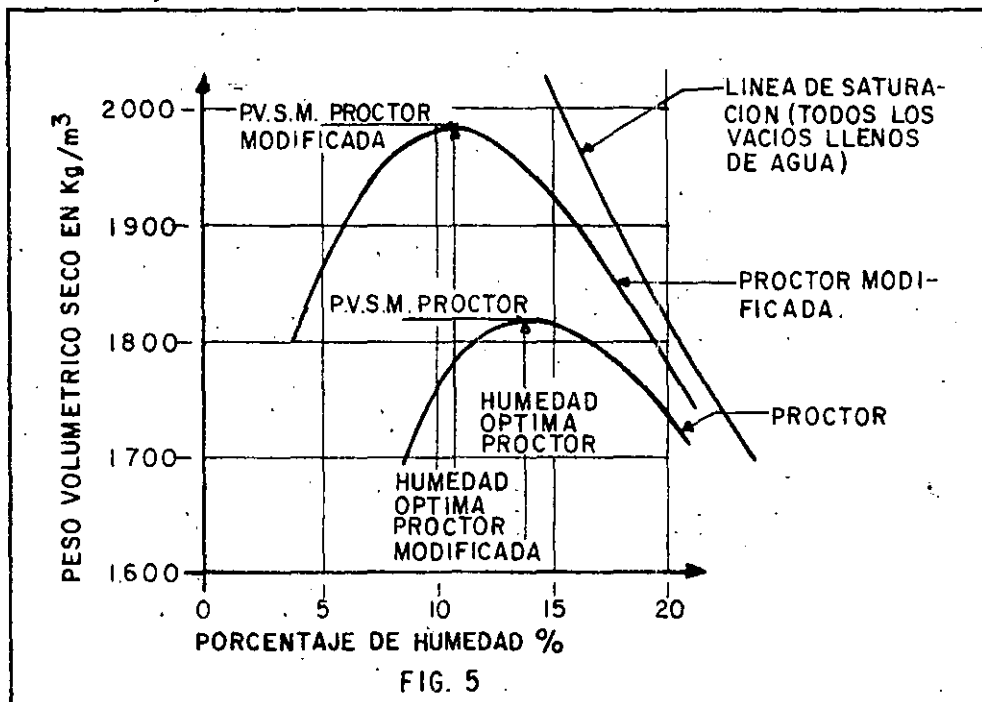
B) Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor modificada.

Para esta prueba se usa el mismo proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 kg y cayendo de una altura de 46 cm, dando 25 golpes por capa (Fig. 4).



En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces.

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material (Fig. 5).



Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente -- cierto.

C). Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor modificada -- han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de -- 10 mm (3/8"), en suelos con partículas mayores el golpe del martillo -- no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar de resulta -- dos en un mismo material.

Para evitar esta dificultad se ideó la prueba Porter, que consiste en lo siguiente:

- a) Se toma una muestra del material a probar y se seca
- b) Se pasa por la malla de 25 mm (1") y se determina el porcentaje, en peso, retenido en la malla, si el porcentaje es menor del 15%, se usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor del 15% se prepara, del material original, una muestra que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No. 4, de esta muestra se pesa un tanto igual al peso del retenido, el que se agrega al material que pasó la malla de 1", con este nuevo material se procede a la prueba.
- c) A 4 kg de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad de agua conocida; y se homogeniza con el material.
- d) Con este material se llena, en tres capas, un molde metálico de 6" de diámetro por 8" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm) de diámetro por 30 cm de longitud con punta de bala.
- e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, y se mete el molde en una prensa de 30 Ton.
- f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcance una presión de 140.6 kg/cm², la cual debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

- g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima. La humedad de esta prueba es la humedad óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro del cilindro, a este peso se le conoce como el "Peso Volumétrico Seco Máximo Porter", y que será el peso comparativo para el trabajo de campo.

Por ejemplo: si en la prueba Porter obtuvimos un "Peso Volumétrico Seco Máximo" de 2,000 kg/m³, y el diseñador ha pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: $0.95 \times 2,000 = 1,900 \text{ kg/m}^3$.

2.4. METODOS DE CONTROL

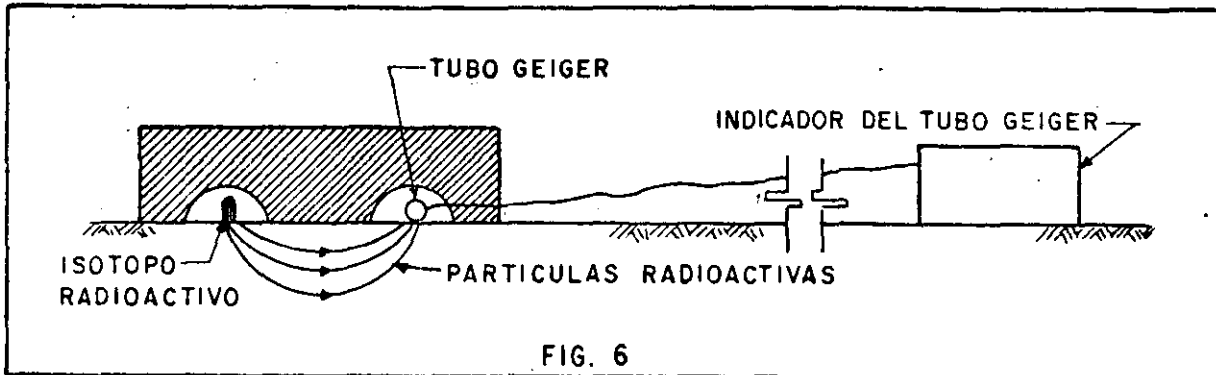
Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

- A) Medida física de peso y volumen
- B) Mediciones nucleares
- C) O t r o s

A) Medida Física de Peso y Volumen: En cualquiera de los métodos existentes el principal problema radica en la determinación de la humedad para poder calcular el peso volumétrico seco en función del peso volumétrico húmedo que es el que se obtiene en las pruebas de campo. Normalmente se calienta una parte del material hasta secarlo y por diferencia se obtiene la humedad, pero este método es lento y peligroso porque en algunos suelos se altera el peso con el calentamiento, debido a la evaporación de partes orgánicas principalmente. Nunca debe llegarse a la calcinación que también puede alterar el peso. Este método consiste en:

- a) Se excava un agujero de 10 a 15 cm de diámetro, o un cuadrado de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa por probar.
- b) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se seca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.
- c) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente es llenándolo con una arena de peso volumétrico constante.
- d) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual o mayor que el peso volumétrico seco especificado.

B) Prueba de medición Nuclear: Para evitar el tiempo y costo -- que significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el Método Nuclear, que consiste en un bloque de plomo que contiene un isótopo y un tubo Geiger (Fig. 6).

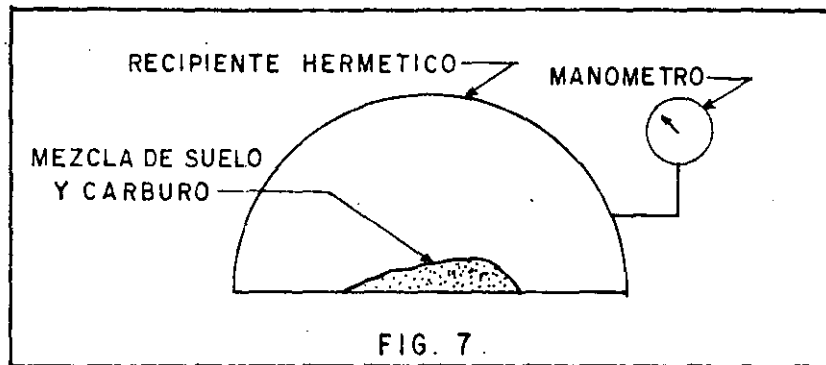


El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del material que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en una capa que tenga el peso volumétrico especificado.

Estos aparatos necesitan frecuentemente calibración, no siempre hay una indicación clara cuando el aparato no funciona bien y su exactitud varía con el tipo de suelo.

Estas desventajas, sin embargo son despreciables por los constructores en grandes trabajos de terracerías, pues el aparato le permite asegurar que una cierta capa ha sido compactada, con un alto grado de confiabilidad, prosiguiendo el trabajo de inmediato con la siguiente capa.

C) Otros: Como el problema principal es la determinación de la humedad se han desarrollado últimamente algunos métodos entre los que destaca principalmente el denominado "Speedy" (Fig. 7), que consiste en colocar un peso conocido de suelo mezclado con carburo de calcio dentro de un recipiente hermético provisto de un manómetro. El carburo reacciona con la humedad del suelo, produciendo gas acetileno y por lo tanto una presión que es registrada en el manómetro el que se puede inclusive graduar en gramos de agua, determinándose rápidamente de esta manera el porcentaje de humedad, y así poder calcular su peso volumétrico seco.



III. TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION

Para comprender mejor la transmisión de los esfuerzos de compresión en un suelo, consideremos una placa rígida, circular, de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga "L", dando una presión de contacto "p" (Fig. 8).

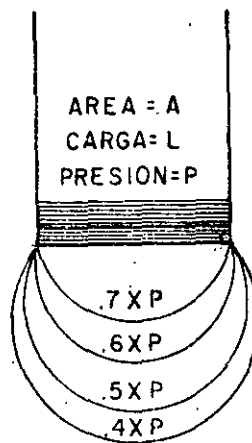


FIG. 8

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de -- igual presión, obtendremos suficientes llamadas bulbos de presión.

Obsérvese lo siguiente:

- a) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece -- constante, incrementando la carga: la profundidad del bulbo de presión aumenta (Fig. 9).

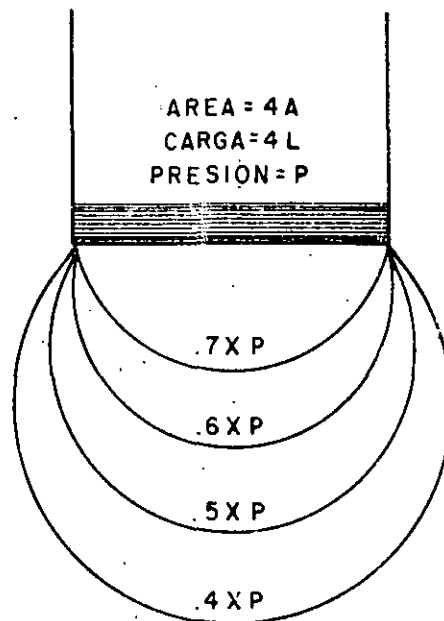


FIG. 9

- b) Si aumenta la presión, y el área permanece constante (Fig.10) la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, si aumenta.

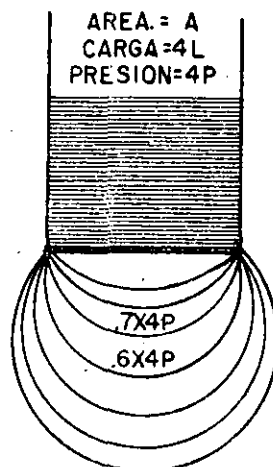


FIG. 10

Si consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

de (a) y (b) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

De (b) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (a) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aun que la presión permanezca constante.

La teoría de los bulbos de presión fue desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son -- elásticos y la teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

- 3.1) PRESION ESTATICA: La aplicación de una fuerza por unidad de área.
- 3.2) IMPACTO: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.
- 3.3) VIBRACION: Golpeo con una carga de cota duración, alta frecuencia, baja amplitud.
- 3.4) AMASAMIENTO: Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.
- 3.5) CON AYUDA DE ENZIMAS.

3.1. COMPACTACION POR PRESION ESTATICA.

Este principio se basa en la aplicación de pesos más o menos -- grandes sobre la superficie del suelo.

La acción de este principio de compactación es de arriba hacia abajo, es decir, las capas superiores alcanzan primero mayores densidades que las de abajo.

Este principio de compactación tiene dos inconvenientes en la obtención de una rápida densificación:

A) Su Acción de Arriba hacia Abajo: El inconveniente de que la parte superior se compacte primero que la de abajo, es que el esfuerzo compactivo debe atravesar la parte ya compactada, para poder compactar la inferior. Se consume por lo tanto mayor energía de compactación.

También suele suceder que las características granulométricas -- del material varíen, debido a la sobrecompactación de la porción superior de la capa; dicha sobrecompactación o exceso de energía compactiva produce una fragmentación de partículas.

B) Fomentar la resistencia de la fricción interna del material, durante la compactación: definiendo como fricción interna a la resistencia de las partículas de un suelo para deslizarse dentro de la masa del mismo, se puede juzgar este segundo inconveniente.

Si llamamos (F) a la fuerza aplicada por el compactador y (n) al coeficiente de fricción interna del material, se puede deducir la reacción (R) de las partículas para deslizarse dentro de la masa de suelo.

$$R = nF$$

A mayor fuerza aplicada mayor la reacción de la fricción interna del material, aquí es donde el papel que juega el agua resulta muy importante, ya que, tendrá efectos lubricantes entre las partículas reduciendo (n) y por consecuencia a (R).

3.2. COMPACTACION POR IMPACTO

La compactación por medio de impacto se logra aplicando repetidamente una fuerza sobre el suelo, con alta amplitud y baja frecuencia.

Cuando la unidad compactadora tiene una frecuencia baja y una amplitud grande, la unidad cae dentro de este tipo de compactación.

3.3. COMPACTACION POR VIBRACION

Este principio de compactación es el que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los materiales por compactar.

En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica o vibratoria, supera en eficiencia a los compactadores estáticos.

Como en la compactación por presión estática, en este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidas y fuertes vibraciones, entre 700 y 4,000, dependiendo del compactador.

Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste, desaparece momentáneamente, propiciando el acomodo de las partículas.

Esto se puede demostrar mediante el experimento de girar un palote de álabes dentro de un recipiente que contenga arena o grava, primero en estado estático y luego colocando el recipiente sobre una placa vibratoria. (Fig. 10 A).

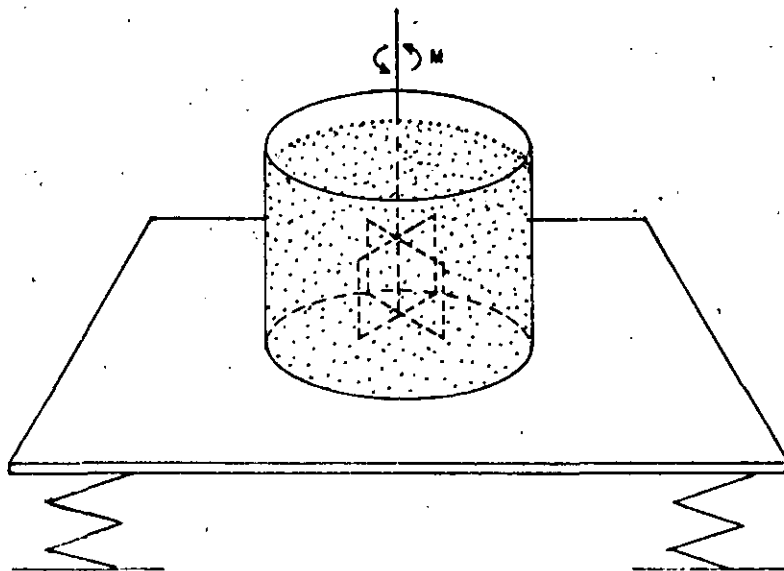


FIG. 10-A DISPOSITIVO PARA MEDIR EL MOMENTO DE RESISTENCIA

La vibración multiplica la movilidad interna del material en forma contundente; en suelos de granulometría gruesa la movilidad dinámica es de 10 a 30 veces mayor que la movilidad estática.

La experiencia sueca nos proporciona la siguiente tabla:

Material	Contenido de agua %	Momento Resistivo (kg-cm)	
		En reposo	Con vibraciones
Grava	0	1700	40
Arena	10	600	45
Limo	12	150	25

La compactación por vibración tiene un efecto de penetración como el sonido, el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia mayor y audible; este tipo de compactación evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna del material permitiendo que las fuerzas compactivas trabajen a mayor profundidad y a mayor anchura.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo.

La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION

- a) Es posible compactar a más altas densidades; facilita la obtención de los últimos porcentos del grado de compactación que son tan difíciles, y a veces imposibles, de obtener con compactadores estáticos.
- b) Permite el uso de compactadores más pequeños
- c) Se puede trabajar sobre capas de mayor espesor.
- d) Permite hacer más rápidos por el menor número de pasadas
- e) Por las razones anteriores los costos de compactación resultan menores.

3.4. COMPACTACION POR AMASAMIENTO

Amasar en este caso puede confundirse con exprimir, es decir - el efecto de una pata de cabra al penetrar en un material ejerce pre sión hacia todos lados, obligando al agua y/o al aire a salir por la superficie.

La compactación por este principio se lleva a cabo de abajo -- hacia arriba; es decir, las capas inferiores se densifican primero y las superiores posteriormente. Por esto se dice que un rodillo pata de cabra emerge o sale cuando el material se encuentra compactado -- debidamente.

Los rodillos pata de cabra se emplean fundamentalmente en mate riales cohesivos; en cambio su efectividad es casi nula en materia - les granulares.

3.5. COMPACTACION CON AYUDA DE ENZIMAS

Mediante la adición de productos enzimáticos en el agua de com pactación; se ha pretendido obtener, en combinación con algún otro - esfuerzo compactador mecánico, la densificación más rápida de los -- materiales.

Una enzima es: "Cierta substancia química-orgánica que está -- formada por plantas, animales y microorganismos, capaz de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar -- parte del conjunto".

Según los fabricantes de enzimas para compactación, esta se -- logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, lo que trae por consecuencia -- que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Se hace hincapié en que el agregar productos enzimáticos al -- agua de compactación no densificará al material tratado, sino que es necesario aplicar esfuerzo compactivo adicional; es decir, se usará algún equipo compactador y agua con enzimas, con lo cual puede redu cirse el tiempo de compactación.

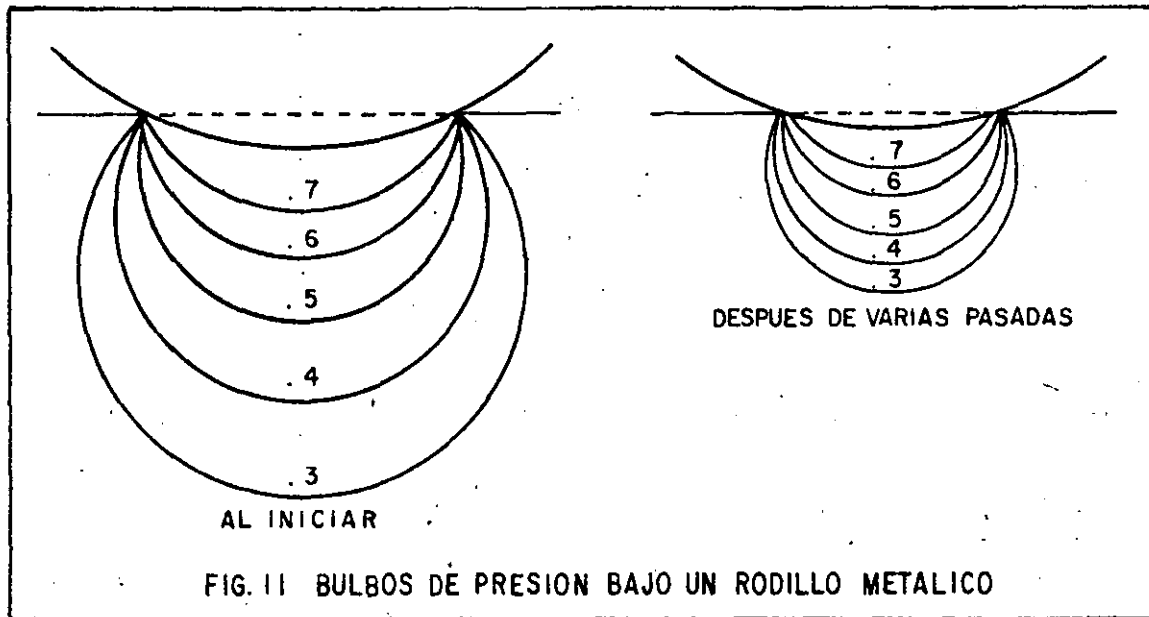
IV. EQUIPO DE COMPACTACION

Hay una gran variedad de equipos de compactación, se describi rán sus características básicas:

4.1. RODILLOS METALICOS

Un rodillo metálico utiliza solamente presión con un mínimo de amasamiento en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad. Conforme avanza la compactación el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie (Fig. 11). Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpetamiento).



Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales - durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material, llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, el sobre las - trar estos equipos cuando no se está obteniendo la compactación, para aumentar la penetración y la profundidad del bulbo de presión, esto generalmente tiene como consecuencia el sobre esforzar la superficie.

Un rodillo metálico, no compacta pequeñas áreas bajas o suaves, debido a que la rigidez de la rueda las puentea, estas áreas suaves se presentan con frecuencia en terracerías debido a la irregularidad de la capa.

Dentro de este grupo se puede hacer la división siguiente:

A) Planchas Tandem.- Son aquellas que tienen dos o tres rodillos metálicos paralelos. Los rodillos son generalmente huecos para ser lastrados con agua y/o arena. Tienen generalmente dos números por nomenclatura. El primero es el peso de la máquina sin lastre y el segundo es el peso de la máquina lastrada totalmente (Fig. 12).

B) Planchas de Tres Ruedas.- Son quizás de más antiguo diseño; estas planchas tienen dos ruedas traseras paralelas y una rueda de lantera; las ruedas pueden ser huecas para ser lastradas o formadas por placas de acero roladas con atiesadores (Fig. 13).

Las planchas tandem, a pesar de que son generalmente de menor peso que las de tres rodillos, suelen tener mayor compresión por centímetro lineal de generatriz que las de tres rodillos, por tener menor superficie de contacto con el material.

Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las orillas de terraplenes altos.

Son efectivas en todos los suelos, pero, por los inconvenientes mencionados y su bajo rendimiento hacen que su uso se limite a trabajos pequeños o al armado de una capa al inicio de la compactación.

Resumiendo, puede decirse que estas máquinas por su lentitud y poca profundidad, han perdido terreno en la compactación de grandes movimientos de tierra; también en algunas aplicaciones específicas que tienen estos equipos como la compactación de carpetas asfálticas, van siendo desplazados por otras máquinas compactadoras.

4.2. RODILLOS NEUMATICOS

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus bulbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico, sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.

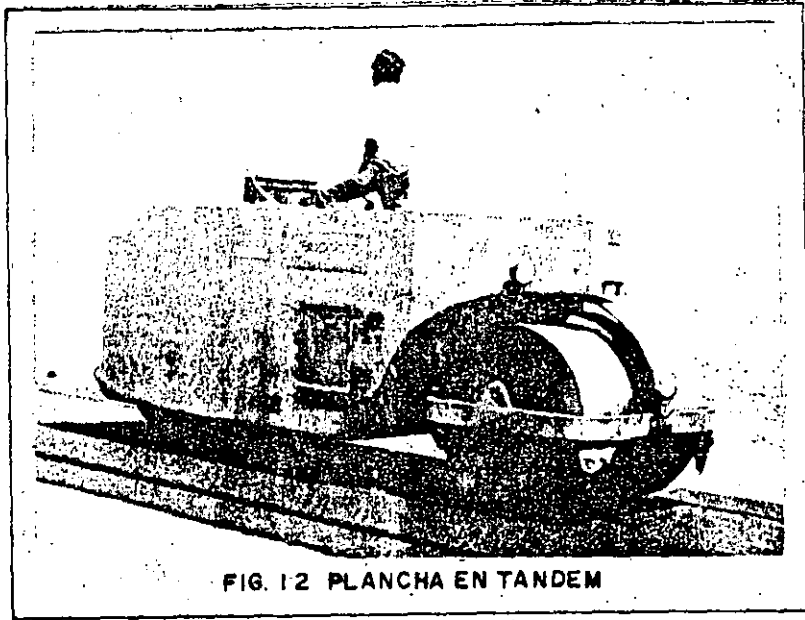


FIG. 12 PLANCHA EN TANDEM



FIG. 13 PLANCHA DE TRES RUEDAS

Estos compactadores pueden ser jalados o autopropulsados.

Se pueden dividir conforme al tamaño de sus llantas en:

- A) De llantas pequeñas
- B) De llantas grandes



FIG. 14

A) DE LLANTAS PEQUEÑAS.- Generalmente tienen dos ejes en tandem y el número de llantas puede variar entre 7 y 13. El arreglo de las llantas es tal que las traseras traslapan con las delanteras - - (Fig. 14 A).

Algunos de estos compactadores tienen montadas sus ruedas en forma tal que oscilan o "bailan" al rodar, lo que aumenta su efecto de amasamiento.

Estos compactadores proporcionan una presión de contacto semejante a la proporcionada por equipos de mayor peso y llantas grandes, tienen mayor maniobrabilidad, no empujan mucho material adelante de ellos, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos. Tienen una buena acción de secado y cierran la textura del material de la capa.

B) DE LLANTAS GRANDES.- Son generalmente arrastrados por tractor y pesan de 15 a 50 Ton. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje, -

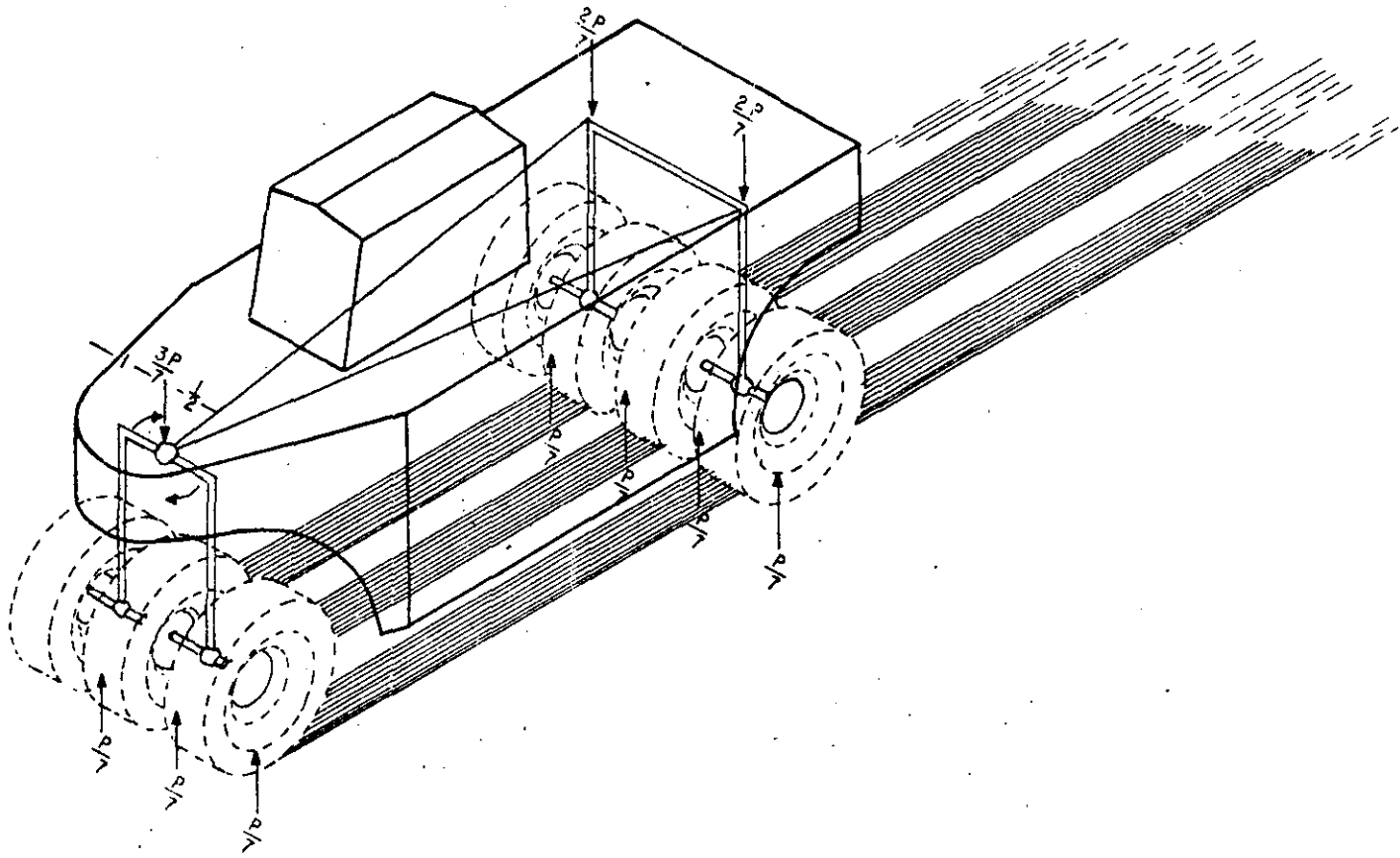


Fig. 14-A

además son difíciles de maniobrar y de transportar, por lo que están siendo desplazados por otros equipos más ligeros y versátiles.

Los factores más importantes que intervienen en este tipo de compactadores son:

a) Peso total.- Dependiendo del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplicada por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

b) La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Si "W" es el peso del compactador, y "p" es la presión de contacto (Fig. 15):

Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión (Fig. 16), aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, esto nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga (Fig. 17) disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en bases y sub-bases y carpetas.

Si aumentamos el peso y la presión (Fig. 18), estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo, y aumentará la tendencia al rebote.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Por la razón anterior los fabricantes de equipo progresistas han provisto a sus máquinas, con implementos para variar rápidamente la presión de inflado de sus equipos.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 Ton) y pueden llegar hasta 80 psi en compactadores grandes (de 10 a 60 Ton).

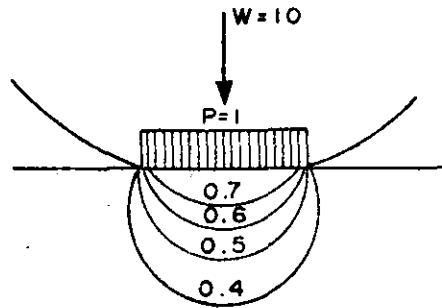


FIG. 15

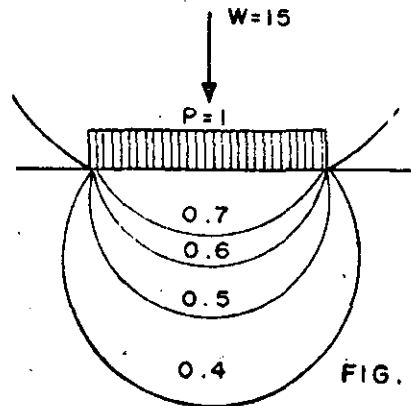


FIG. 16

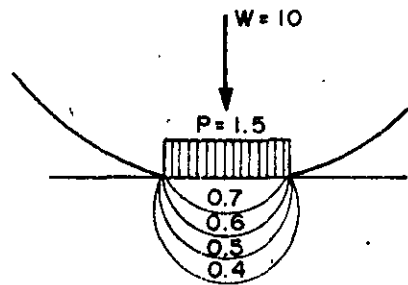


FIG. 17

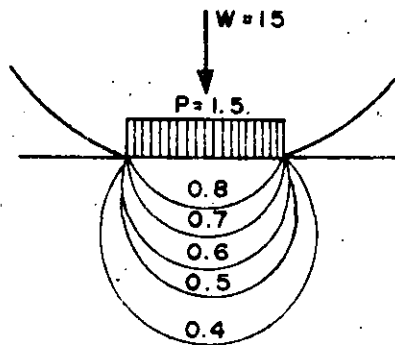


FIG. 18

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc), tienen gran utilidad para sellar las capas superiores, con lo que se logra una buena impermeabilidad.

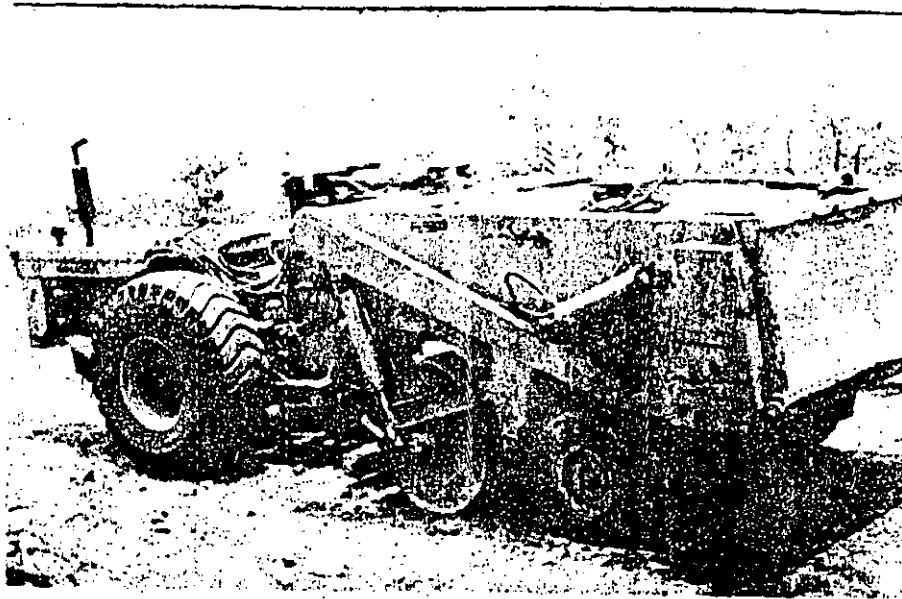


FIG. 19 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-FACTOR)

4.3. RODILLOS PATA DE CABRA.

Son ahora raramente usados, excepto para amasamiento y compactación de arcillas donde la estratificación debe ser eliminada, - como en el corazón impermeable de una presa. Debido a la pequeña -- área de contacto de una pata y al alto peso de éstos equipos el bulbo de presión es intenso y poco profundo. La compactación se consigue por penetración y amasamiento más que por efecto del bulbo de -- presión (Fig. 20).

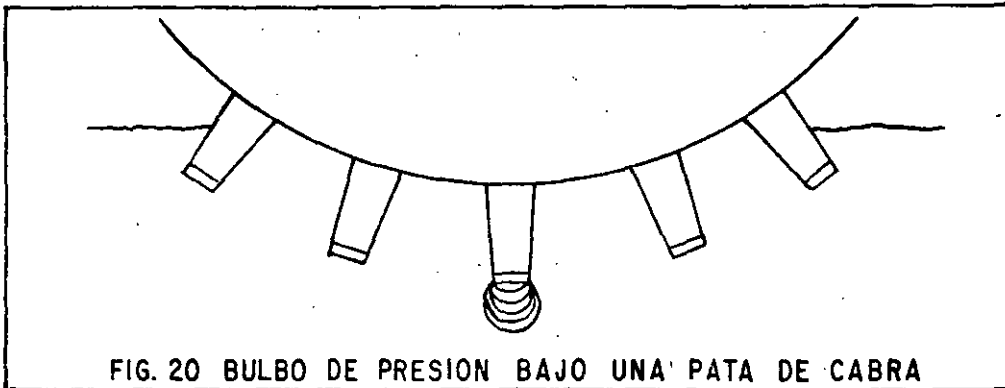


FIG. 20 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

Los rodillos pata de cabra son lentos, tienen una gran resistencia al rodamiento, por lo que consumen mucha potencia. Este equipo es todavía pedido en especificaciones algunas veces, pero su uso está declinando debido a los altos costos que tienen, usualmente, por unidad de volumen compactado (Fig 21).

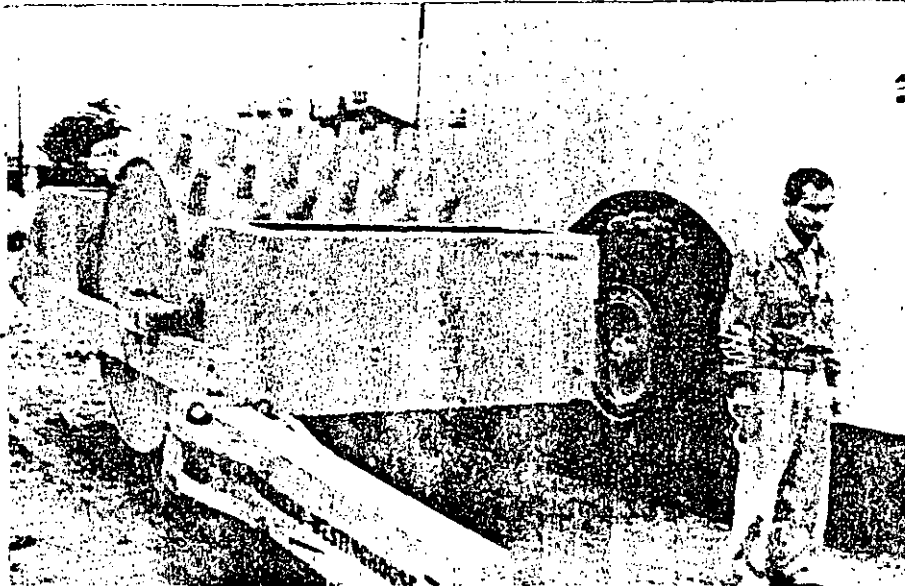
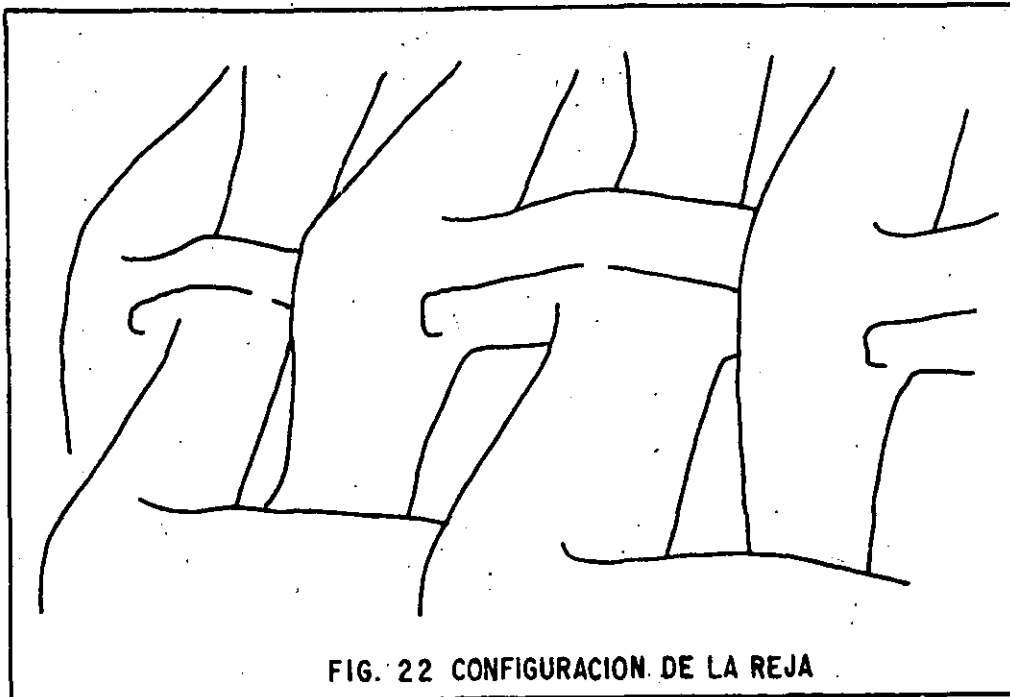


Fig. 21 RODILLO PATA DE CABRA

4.4. RODILLO DE REJA

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año, para esto el rodillo transita sobre la roca suelta en el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía; la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efectivo en materiales granulares. El perfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de amasamiento por lo que este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia (Fig. 22).



Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como puede ser la base de una carretora.

4.5. RODILLO DE IMPACTO (TAMPING ROLLER)

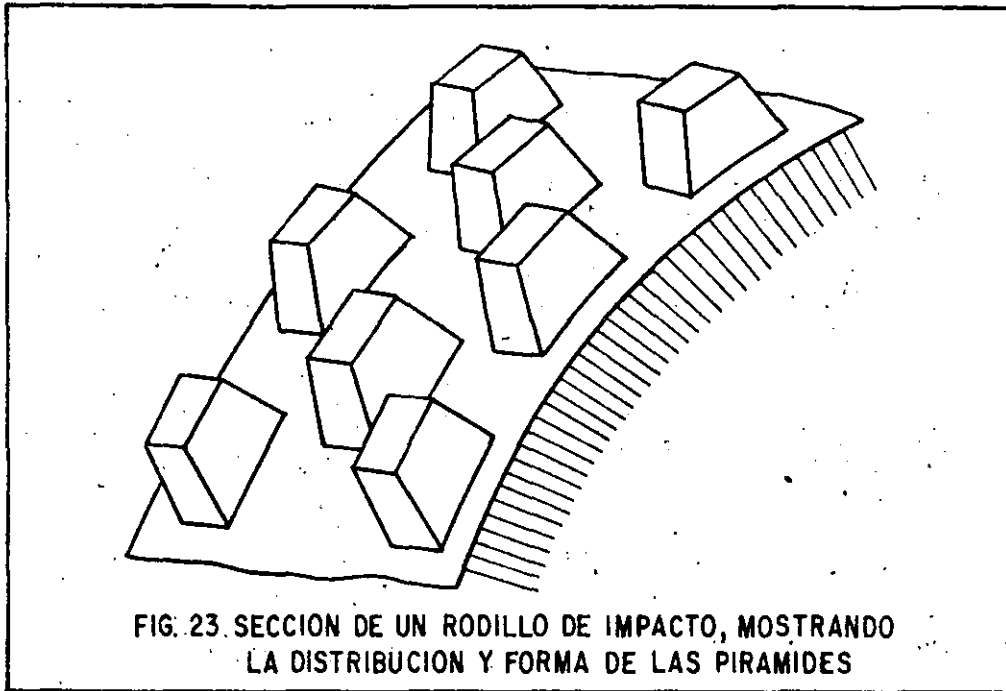
A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto. Este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada. (Fig. 23).

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de reja, esto dá las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por medio de dientes sujetos a un marco.

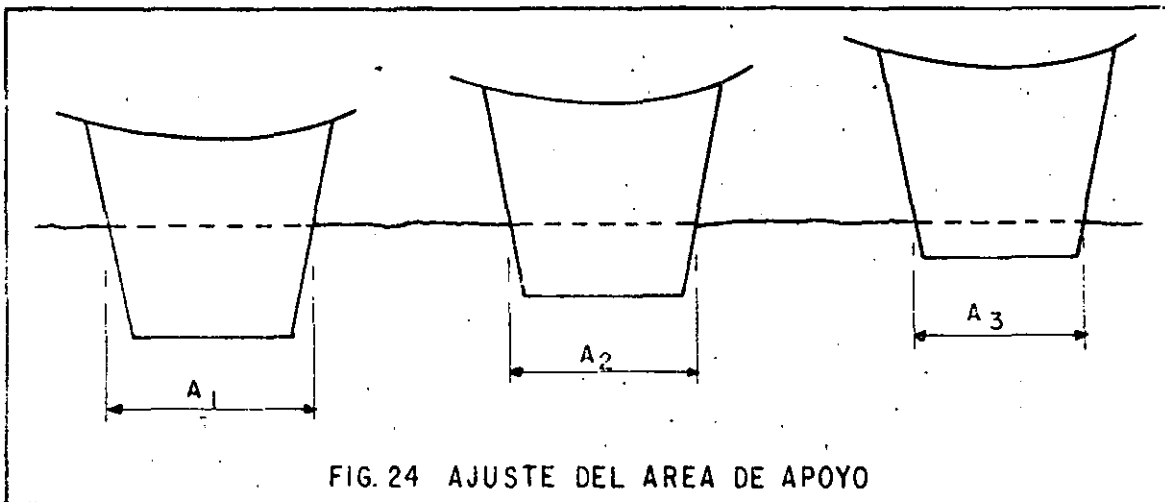
Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado (Fig. 24).

El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.



Cuando un rodillo de empacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm los bulbos de presión y las ondas de impacto proveen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pata de cabra.



El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos (Fig. 25).

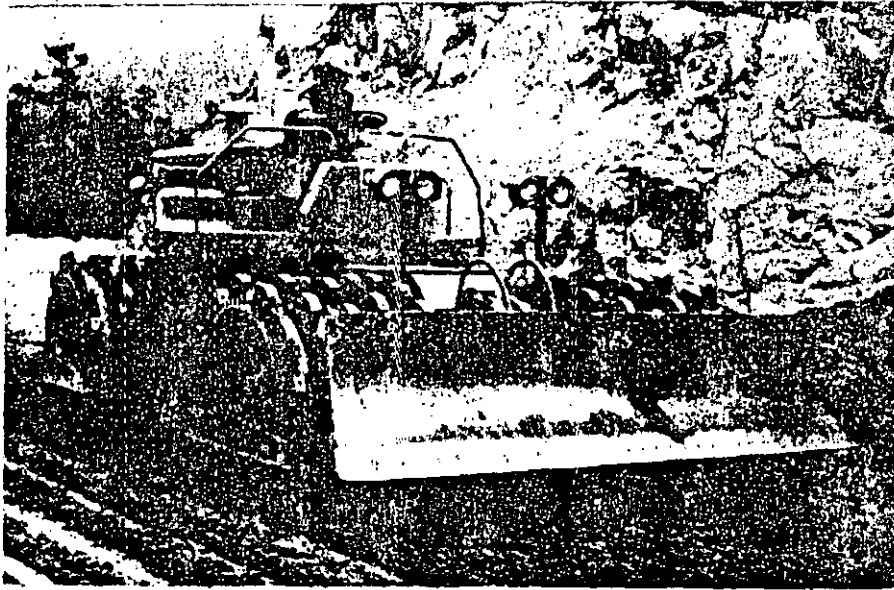


FIG. 25 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING-ROLLER)

4.6. RODILLOS VIBRATORIOS

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) - su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos está casi limitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo - que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación (Fig. 26).

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, - "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta -- 9,000 kg de fuerza dinámica y grandes de más de 9,000, pudiendo llegar hasta 20,000 kg o más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

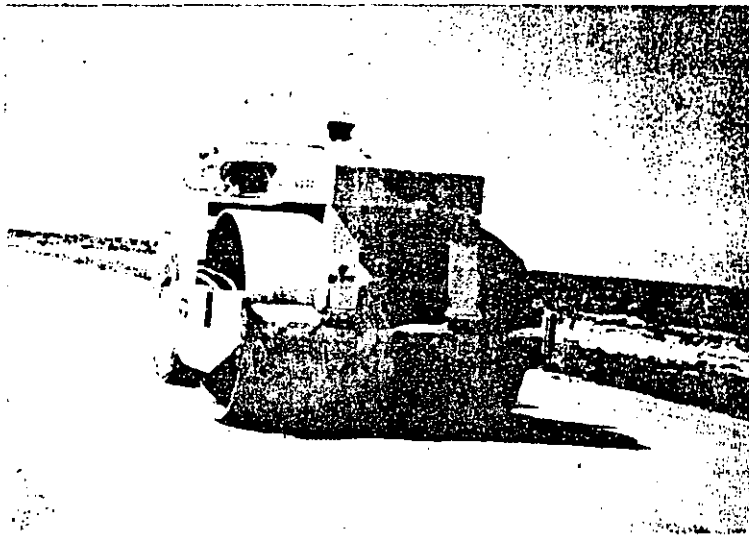


FIG. 26 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

V. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION

Los factores que primordialmente influyen en la obtención de una compactación económica son:

- 5.1) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL MATERIAL
- 5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL
- 5.3) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO
- 5.4) PESO DEL COMPACTADOR
- 5.5) PRESION DE CONTACTO
- 5.6) VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR
- 5.7) ESPESOR DE CAPA

5.1) CONTENIDO DE HUMEDAD. El agua tiene en el proceso de compactación, el papel de lubricante entre las partículas del material. - Una falta de humedad exigirá mayor esfuerzo compactivo, así como - también lo exigiría un exceso de la misma.

Debe recordarse que todo material tiene un contenido óptimo de humedad, para el cual se obtiene, bajo una cierta energía de compactación, una densidad máxima.

El agua, entonces, facilita el trabajo de compactación.

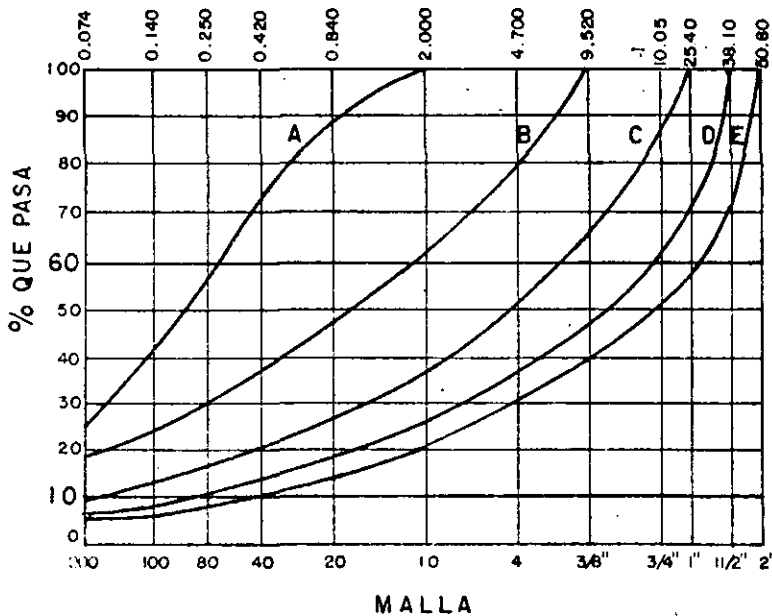
5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL. Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

Un suelo que contiene un tamaño muy uniforme de partículas -- (mal graduado), será difícilmente compactado. En cambio un suelo con amplia gama de tamaños (bien graduado), se compacta mejor ya -- que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados -- entre las partículas de mayor tamaño.

Por lo que es muy importante considerar el Coeficiente de Uniformidad de Lars Forssblad, que es la relación entre el D_{60} y el D_{10} .

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu) DE LARS FORSSBLAD

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

FIG. 27

En donde:

El D_{60} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 60% del material.

El D_{10} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 10% del material.

Si el $Cu > 7$, se tiene un excelente suelo (bien graduado) para compactar. Con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Si el $7 > Cu > 3$, se tienen suelos, que presentan ciertos problemas para la compactación, los que podemos eliminar mejorando la granulometría y así obtener buenos resultados.

Si el $Cu < 3$, se tiene un pésimo suelo (mal graduado) para compactar.

Por ejemplo en la gráfica de composición granulométrica, podemos observar de la curva (D), el D_{60} corresponde al material que pasa la malla de $1\frac{1}{2}$, tamaño igual a 19.05 mm y el D_{10} corresponde al material que pasa por la malla 80, tamaño igual a 0.250 mm. Si calculamos el coeficiente de uniformidad tenemos que:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{19.05 \text{ mm}}{0.250 \text{ mm}} = 76.2$$

lo que nos indica que es un excelente suelo para compactar, porque tiene una amplia gama de tamaños.

Es oportuno hacer notar aquí, que la forma de las partículas también tiene importancia en la compactación. Materiales con partículas de forma angulosa son generalmente más difícilmente compactados por sus acunamientos, que materiales con partículas redondeadas.

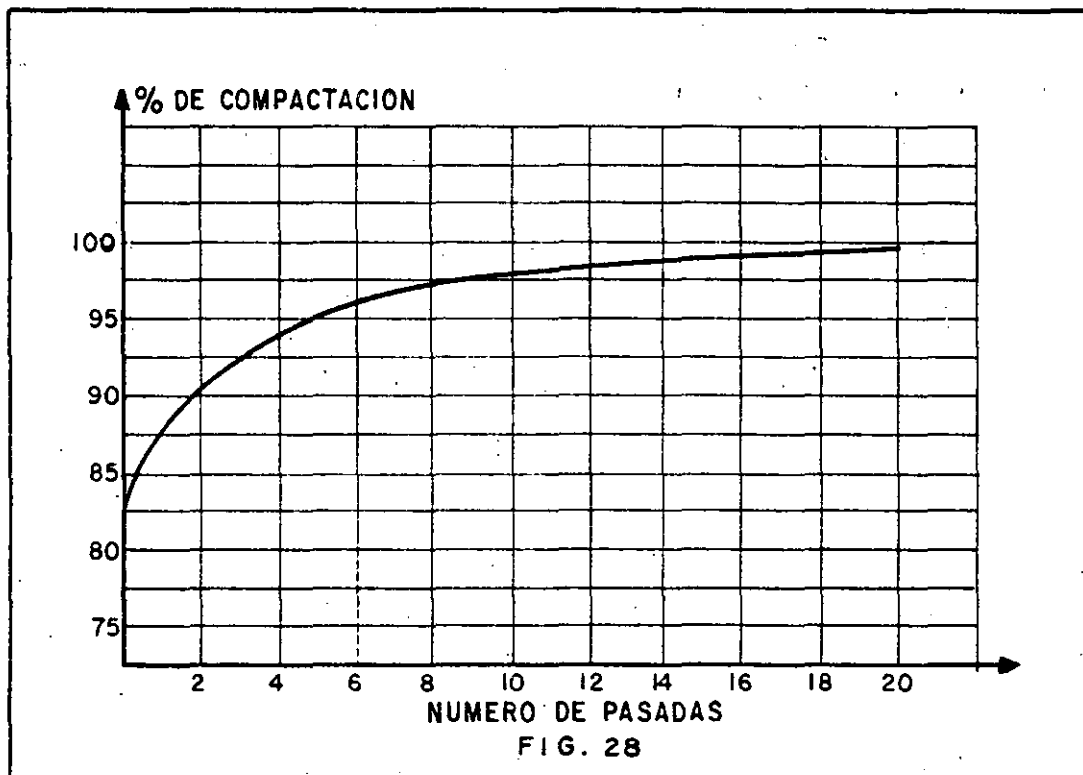
5.3) NUMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá de (Fig. 28):

- A) Tipo de compactador
- B) Tipo de material

- C) Contenido de humedad
- D) Forma en que aplique la presión al material
- E) Maniobrabilidad del equipo

5.4) PESO DEL COMPACTADOR. La presión ejercida sobre el material dependerá, en parte, del peso del equipo de compactación.

5.5) PRESION DE CONTACTO. Más que el peso del compactador importa la presión de contacto; ésta depende de:



- A) Tipo de material
- B) Estado del material (Suelto o Semisuelto)
- C) Area expuesta por el compactador
- D) Presión de inflado en el caso de un equipo sobre neumáticos

E) Peso del compactador

F) Temperatura del material tratándose de mezclas asfálticas.

Los fabricantes de equipo de compactación se han preocupado por que sus máquinas ejerzan presiones de contacto uniformes, lo cual han logrado mediante suspensiones isostáticas.

Es necesario hacer hincapié, que resulta de mayor importancia la presión de contacto de un compactador, que el peso mismo.

Por ejemplo un compactador muy pesado necesita de un mayor número de llantas o de llantas más grandes, con lo cual, el área de contacto entre el compactador y el material se incrementa, resultando la presión de contacto, similar a la de un compactador normal con menos llantas o llantas menores.

5.6) VELOCIDADES DE OPERACION

De la velocidad de translación del compactador y del número de pasadas dependerá, principalmente la producción. La velocidad estará entre los siguientes valores:

5.6.1. Rodillos Metálicos y Patas de Cabra

Son lentos por naturaleza, entre más rápido mejor, limitados sólo por la seguridad. 5 km por hora es un buen máximo.

5.6.2. Rodillos de Reja o de Impacto

Entre más rápido mejor, limitado sólo por la seguridad, normalmente de 10 a 20 km por hora.

5.6.3. Rodillos Neumáticos

Entre más rápido mejor, excepto que haya rebotes, lo que puede ocasionar ondulación de la capa, compactación dispareja y desgaste -- acelerado del equipo. Normal de 4 a 8 km por hora.

5.6.4. Rodillos Vibratorios.

La máxima eficiencia se obtiene entre 3 y 5 km por hora, a velocidades mayores la eficiencia baja rápidamente y se puede llegar a no obtener la compactación.

VI. SELECCION DE COMPACTADORES EN CUANTO A SU FUNCION

La selección de compactadores más adecuado no siempre es sencilla, ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, compatibilidad de trabajo, etc., en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente y muy eficiente el uso de varios equipos que combinen los diferentes efectos de compactación.

Los factores más importantes que deben tomarse en cuenta para esta selección son:

- 6.1. Tipo de Material
- 6.2. Tamaño de la Obra
- 6.3. Requerimientos especiales

6.1. TIPO DE MATERIAL

En la figura 29 se muestra en los renglones 4 y 5 los diferentes materiales y su respectivo tamaño en mm. En el renglón 3 se clasifican en cohesivos, semicohesivos y no cohesivos, (los más finos son cohesivos y los granulares no cohesivos) en los renglones 1 y 2 se indica su uso más frecuente:

- 1) Sub-bases, bases y carpetas: siempre materiales no cohesivos (arenas y gravas).
- 2) Terracerías: normalmente materiales cohesivos y semicohesivos, a veces no cohesivos.

En el renglón 6: la compactación por presión estática (rodillos metálicos y neumáticos) es aplicable a todos los suelos. Limitación: bajo rendimiento, excepto en los compactadores neumáticos grandes.

En el renglón 7: la compactación por amasamiento (rodillo pata de cabra estática y pata de cabra vibratoria) es útil para suelos cohesivos y semicohesivos (arcillas, limos y algo en arenas limosas). Limitación: alto costo de pata de cabra estática.

En el renglón 8: la compactación por impacto (rodillo de impacto y rodillo de recja) aplicable a toda clase de suelos, pero el mal acabado que dan a la capa sólo permite aplicarlos en terracerías, normalmente arcillas y limos, a veces arenas. Limitación: el rodillo de recja se atasca con los materiales cohesivos y hay que parar frecuente

SELECCION DE EQUIPO

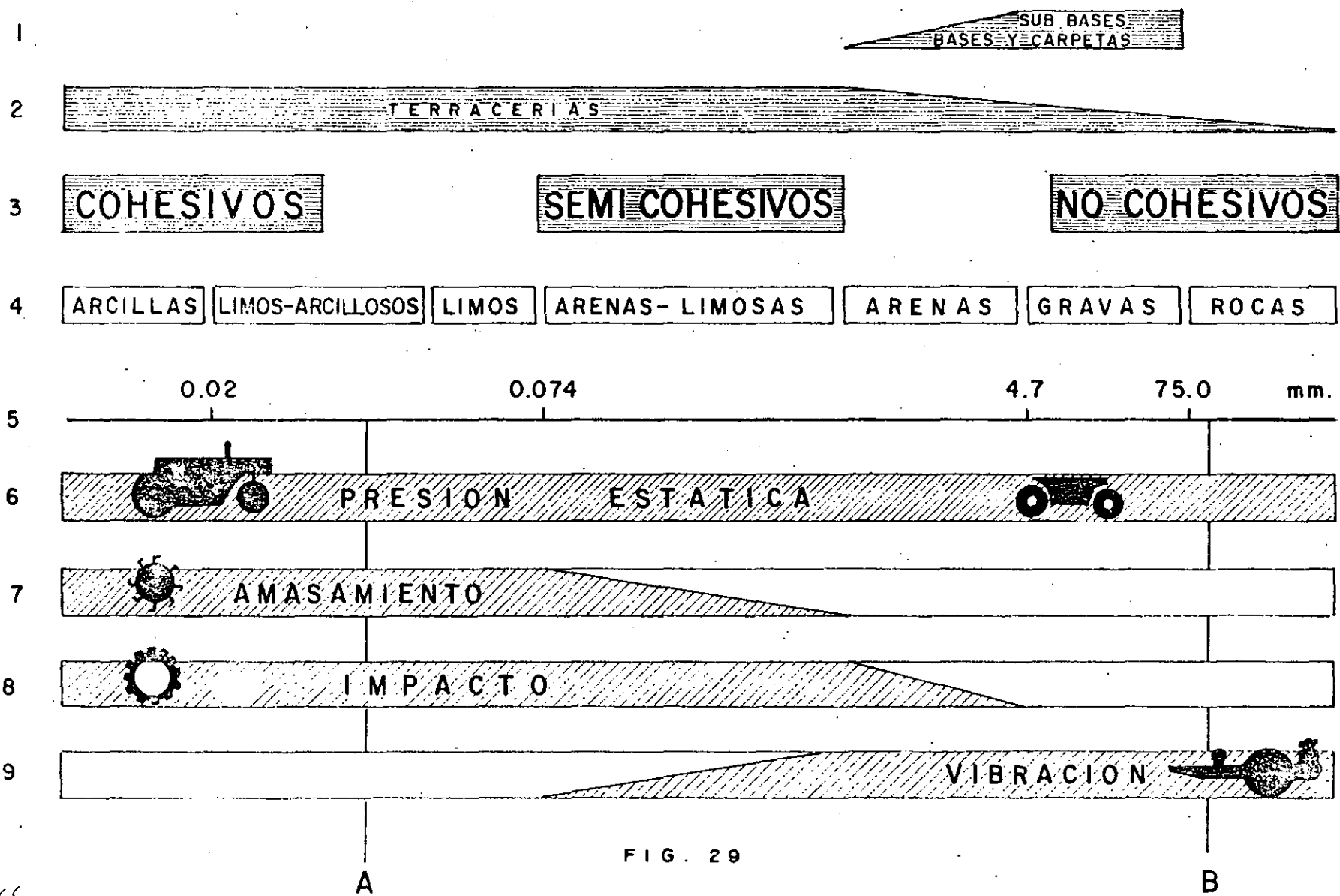


FIG. 29

- 34 - A

mente a limpiarlo, sin embargo es un excelente disgregador, por lo que el rodillo de reja es extraordinario en terracerías que necesi-
tan disgregado.

En el renglón 9: la compactación por vibración (rodillo liso vibratorio) es aplicable en suelos no cohesivos (arenas y gravas) y a veces algunos semicohesivos (arenas limosas).

Conclusiones: (Fig. 29)

- a) Para suelos cohesivos se debe preferir pata de cabra vibratoria o rodillo de impacto. (Línea A).
- b) Para suelos no cohesivos se debe preferir rodillo liso vibratorio. (Línea B).
- c) Para todos los suelos: rodillo neumático
- d) Las mejores combinaciones son:

Para suelos cohesivos: Neumático grande y pata de cabra o neumático y rodillo de impacto. (Línea A, Fig. 29).

Para suelos no cohesivos: Neumático y rodillo vibratorio (Línea B, Fig. 29).

6.2. TAMAÑO DE OBRA.

Dependiendo del tamaño de la obra y habiendo ya seleccionado el tipo de compactador adecuado para el material por compactar, se puede determinar el número de compactadores necesarios para cumplir con el plazo estipulado.

6.3. REQUERIMIENTOS ESPECIALES.

Existen casos en que por requerimientos especiales es necesario decidirse por un determinado tipo de compactador, como cuando las especificaciones solicitan un compactador que no estratifique el terraplén (corazones arcillosos), ésto nos haría seleccionar una pata de cabra vibratoria o un rodillo de impacto.

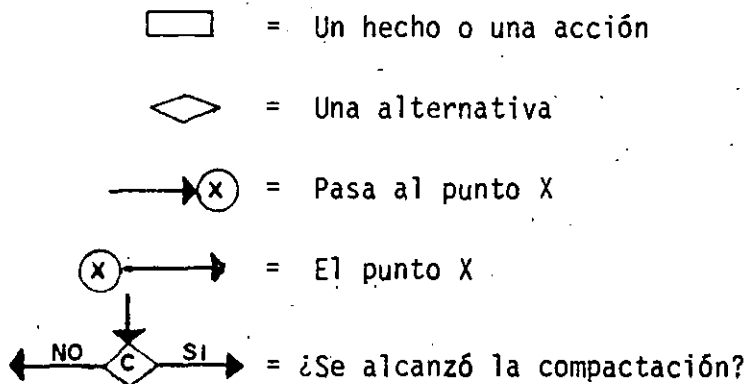
Debemos tener en mente que, en construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es: la menor inversión posible al más bajo costo unitario en el mínimo tiempo realizable.

VII. REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

¿Qué hacer cuando el control nos indica una falla?

Esta pregunta la vamos a contestar por medio de diagramas lógicos, que siguen a continuación, en los que intenta, en forma general, mostrar un camino lógico para un análisis formal.

En estos diagramas se usan los siguientes símbolos:



VIII. SELECCION DEL EQUIPO DE COMPACTACION EN CUANTO AL RENDIMIENTO Y AL COSTO DE LA COMPACTACION

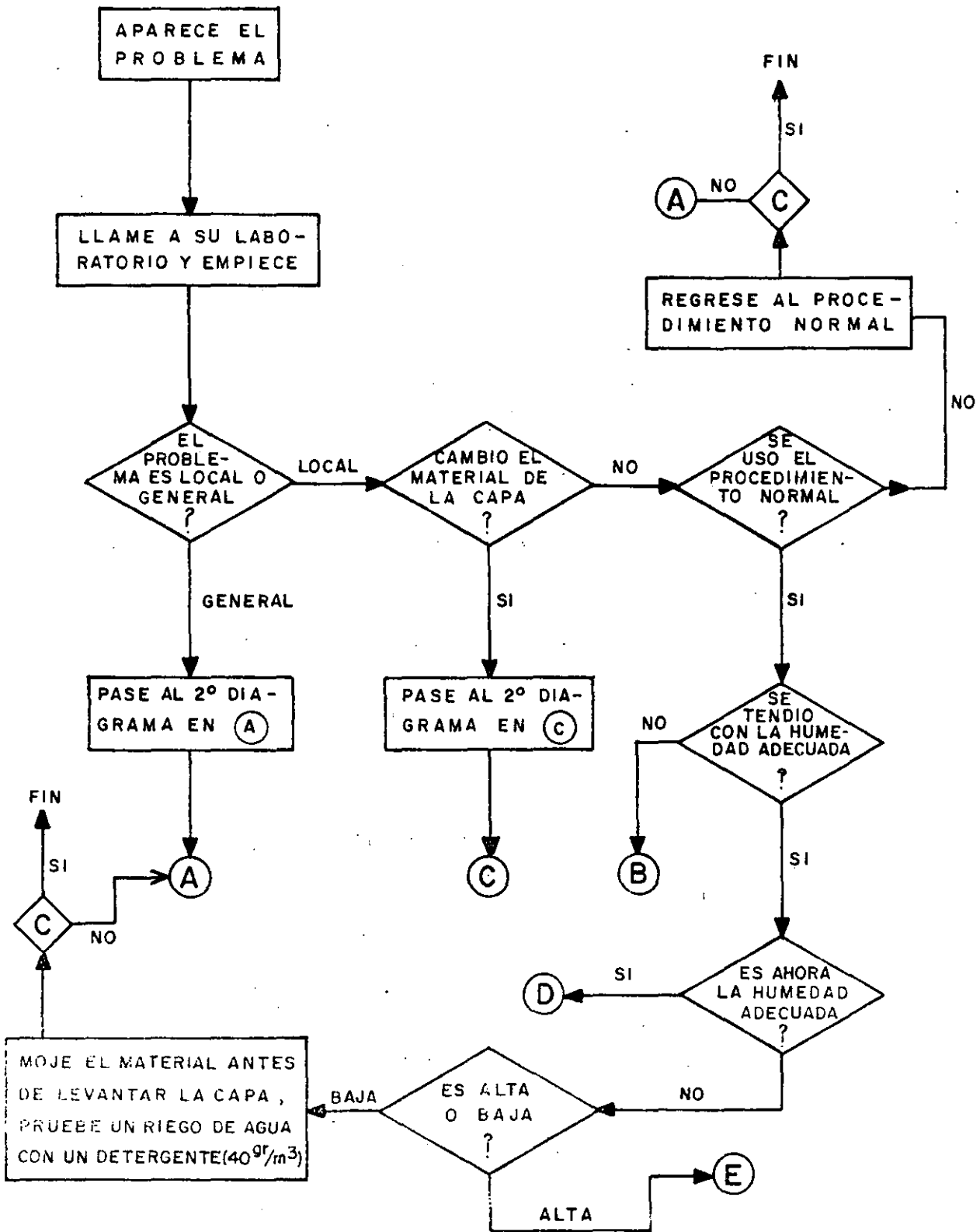
8.1. RENDIMIENTO

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

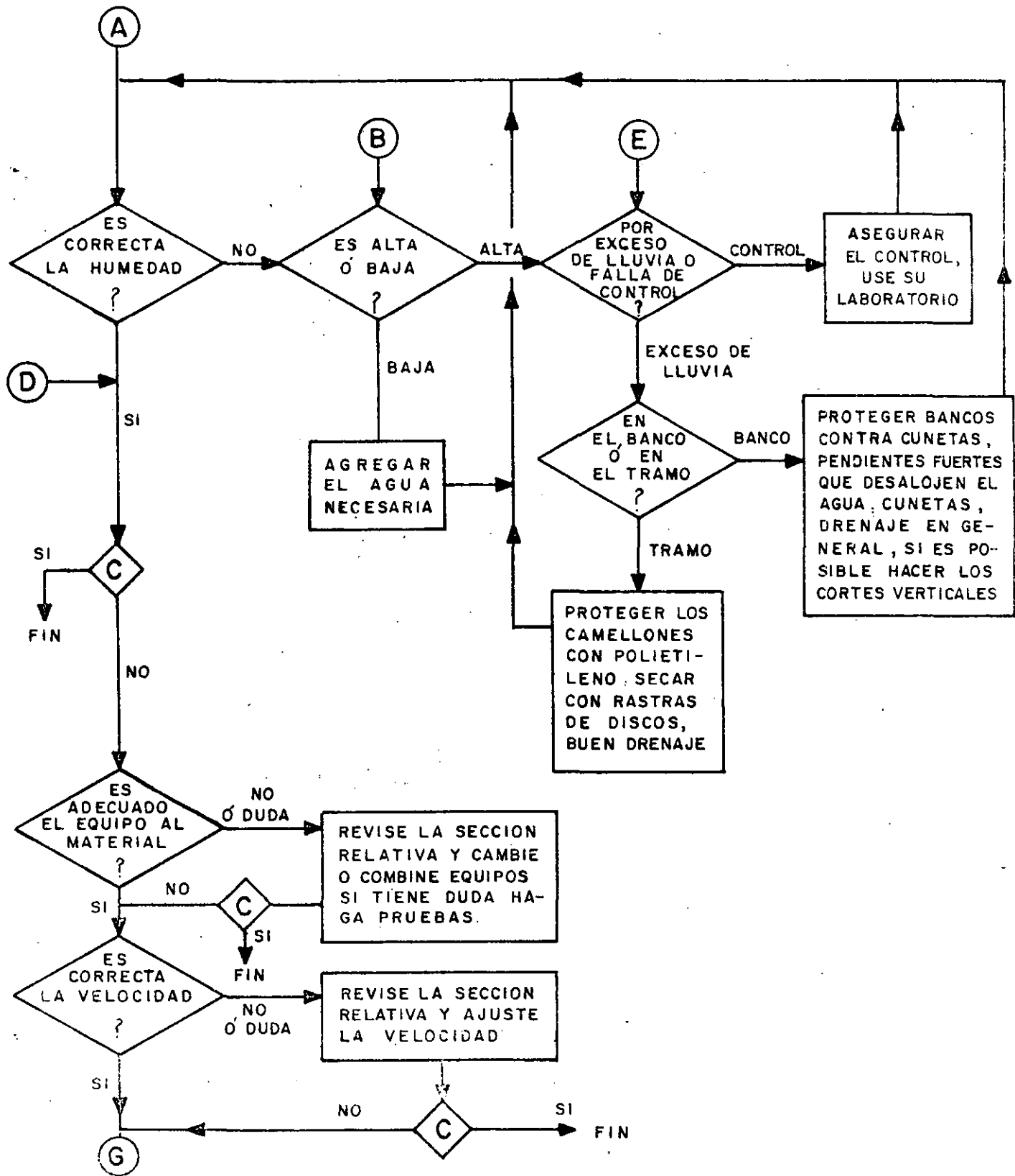
- A) Ancho compactado por la máquina = A
- B) Velocidad de operación = V
- C) Espesor de capa = E
- D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

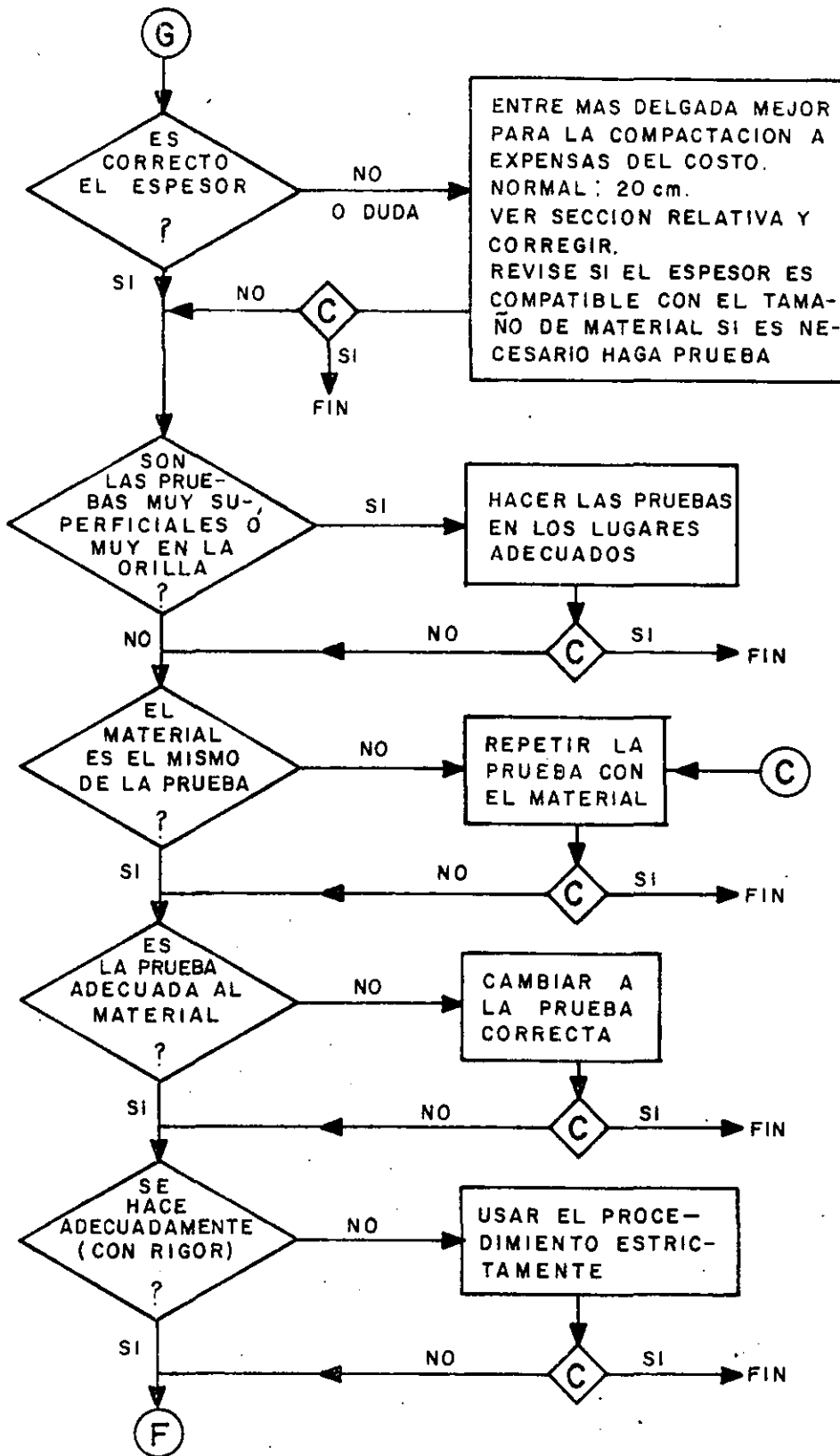
Para calcular la producción se determina primero el área cubierta en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

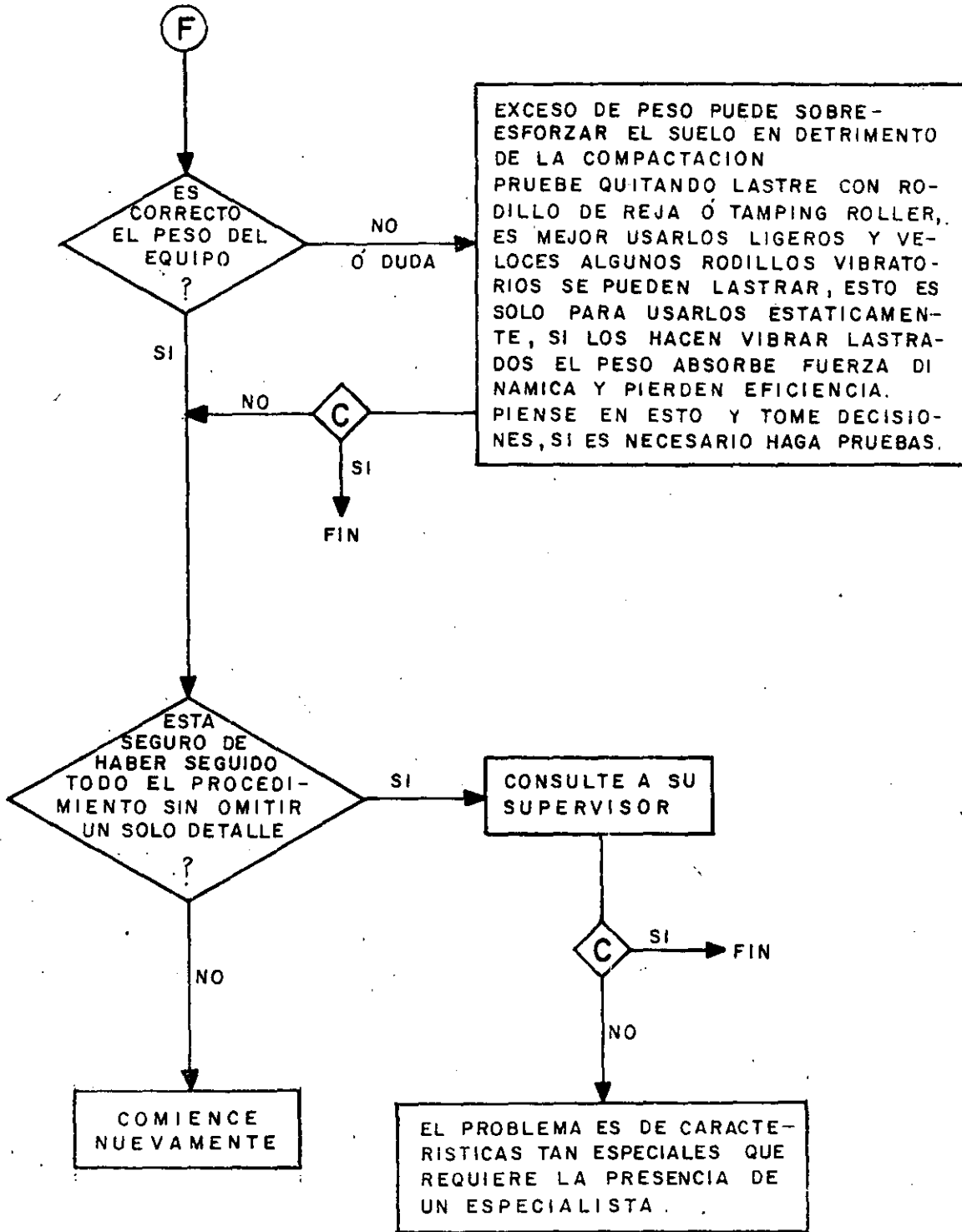
PRIMER DIAGRAMA



SEGUNDO DIAGRAMA







La fórmula puede escribirse:

$$P = \frac{A \times V \times E \times 10 \times C}{N}$$

P. = Producción horaria (m³/h)

A = Ancho compactado por la máquina (m)

V = Velocidad (km/h)

E = Espesor de capa (cm)

N = Número de pasadas

10 = Factor de conversión

C = Eficiencia (0.6 a 0.8)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola - por traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores propios del equipo.

El número de pasadas depende de la energía que el equipo puede proporcionar al suelo:

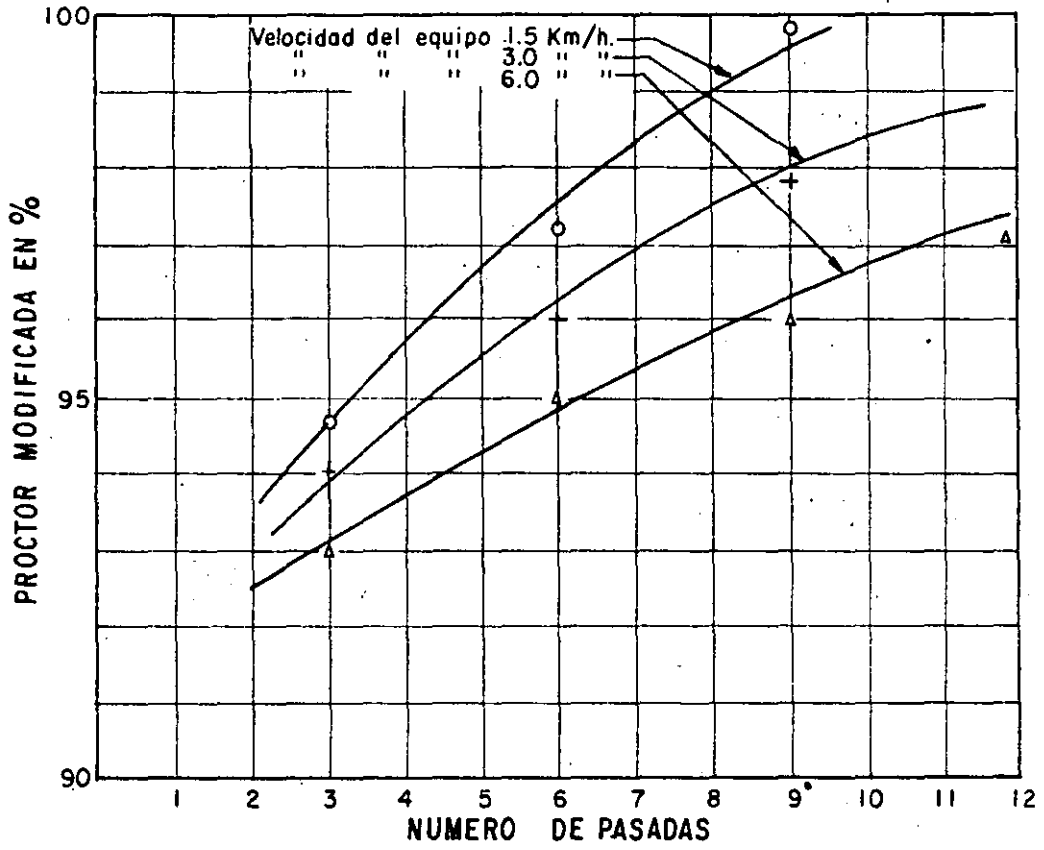
EJEMPLOS TIPICOS:

EQUIPO	PROFUNDIDAD DE LA CAPA (CM)	No. DE PASADAS	
		PARA 90%	PARA 95%
RODILLO METALICO	10 A 20	7 A 9	10 A 12
NEUMATICO LIGERO	15 A 20	5 A 6	8 A 9
NEUMATICO PESADO	HASTA 70	4 A 5	6 A 8
RODILLO DE IMPACTO	20 A 30	5 A 6	6 A 8
RODILLO DE REJA	20 A 25	6 A 7	7 A 9
PATA DE CABRA VIBRATORIA	20 A 30	3 A 5	6 A 7
LISO VIBRATORIO	20 A 30	VER GRAFICA SIGUIENTE	

Conociendo la capacidad de producción de un compactador y para conocer el costo del (m) compactado es necesario determinar el costo horario del equipo.

8.2. COSTOS

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismo pasos que se siguen para la determinación -



RELACION ENTRE EL GRADO DE COMPACTACION Y NUMERO DE PASADAS
Equipo liso-vibrotorio

de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

- A) Cargos fijos.
 - Depreciación
 - Intereses
 - Seguros
 - Almacenaje
 - Mantenimiento

- B) C o n s u m o s
 - Combustibles
 - Lubricantes
 - Llantas

- C) O p e r a c i ó n

- D) T r a n s p o r t e

Sumando:

- A) Cargos fijos
- B) Consumos
- C) Operación
- D) Transporte

COSTO HORARIO

Determinado el costo horario del equipo y conociendo la producción del mismo, para un cierto grado de compactación, se puede obtener el costo por (m) compactado:

$$\text{Costo por m} = \frac{\text{Costo Horario Equipo}}{\text{Producción Horaria Equipo}}$$

8.3. EJEMPLOS

Ejemplo (1)

Si tiene por ejemplo un material compuesto por un 30% limo y 70% arena. Consideramos que se trata de un material granular y por lo tanto un compactador vibratorio es el indicado.

Se analizarán las siguientes alternativas:

- 1.- Rodillo liso vibratorio arrastrado por tractor agrícola
- 2.- Rodillo sencillo liso vibratorio autopropulsado
- 3.- Rodillo doble (Tandem) vibratorio autopropulsado

1.- Determinación de costos horario

1. Rodillo liso arrastrado por tractor agrícola.

Precio de adquisición rodillo	\$ 1'100,000.00
Precio de adquisición del --- tractor	840,000.00

Se considera una vida útil del conjunto de 8000 horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	\$ 612.00
Consumos	36.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 720.00

2.- Rodillo sencillo vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 2'400,000.00

Se considera también una vida útil de 8000 horas y un valor de rescate de cero:

Cargos fijos	\$ 672.00
Consumos	36.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 780.00/hora

3.- Rodillo Tandem vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 4'300,000.00

Haremos la misma consideración por lo que respecta a vida útil y valor de rescate que las alternativas anteriores.

Cargos fijos	\$ 1,150.00
Consumos	52.00
Operación	72.00
	<hr/>
	\$ 1,274.00

II.- Determinación de producciones horarias

1. Rodillo arrastrado por tractor agrícola.

Ancho	= 1.50 m
Velocidad	= 4 km/h
Espesor	= 20 cm (suelos)
Número de pasadas	= 4 para 95%

Coefficiente de reducc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 0.7 \times 10}{4} \times 0.75$$

$$P = 157 \text{ m}^3/\text{hora}$$

2. Rodillo autopropulsado

Ancho = 2.14 m

Velocidad = 4.5 km/h

Espesor = 20 m (suelos)

Número de pasadas = 4 para 95%

Coefficiente de reducc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

(Es de mayor maniobrabilidad y de mayor energía dinámica).

$$P = \frac{2.14 \times 4.5 \times 20 \times 10 \times 0.7}{4} \times 0.75$$

$$P = 253 \text{ m}^3/\text{hora}$$

3. Rodillo vibratorio Tandem autopropulsado

Ancho = 1.50

Velocidad = 4 km/h

Espesor = 20 cm (suelos)

Número de pasadas = 2 (por ser dos rodillos)

Coefficiente de reducc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{2} \times 0.75$$

$$P = 315 \text{ m}^3/\text{hora}$$

III. Determinación de costo de compactación,

	COSTO HORARIO	PRODUCCION	COSTO X m ³
Caso 1	\$ 720.00/h	157 m ³ /h	\$ 4.59/m ³
Caso 2	\$ 780.00/h	253 m ³ /h	\$ 3.08/m ³
Caso 3	\$ 1,274.00/h	315 m ³ /h	\$ 4.36/m ³

Se hace notar que a pesar de que la diferencia de valor de adquisición entre los casos (1) y (3) es de 280% aproximadamente, se obtiene un ahorro en el caso (3), del costo de compactación, cercano al 10%.

Suponiendo que se contara con un compactador de impacto auto-propulsado, con un costo horario de \$ 1,240.00 y se tratara de compactar el material granular del ejemplo, se obtiene:

Producción horaria:

$$\text{Ancho} = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad} = 9 \text{ km/hora}$$

$$\text{Espesor} = 20 \text{ cm (suelos)}$$

$$\text{Número de pasadas} = 8 \text{ pasadas (contando sus cuatro rodillos)}$$

$$\text{Coeficientes de reduc} = 0.7$$

$$\text{PRODUCCION} = \frac{1.94 \cdot 9 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 0.7}{8} \times 0.8$$

$$\text{PRODUCCION} = 244 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{COSTO POR COMPACTACION} = \frac{\$ 1,240.00/\text{h}}{244 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 5.08$$

El costo obtenido demuestra una mala selección del equipo, ya que resultó mayor que los obtenidos para rodillos vibratorios.

En caso contrario puede encontrarse cuando con un rodillo vibratorio liso traten de compactarse materiales altamente cohesivos - para los cuales el compactador de impacto resultara más ventajoso.

E J E M P L O (2)

Material por compactar: Arena bien graduada

Volumen por compactar: 300 m³ compactados/hora

Compactación al 95%

Eficiencia 70%

A) Plancha Tandem

Ancho rodillos = 1.20

Velocidad máxima de desplazamiento: 2 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 11

Espesor compacto de capa = 12 cm

Costo horario = \$ 400.00/h

B) Rodillo Vibratorio Autopropulsado

Ancho rodillo = 1.50

Velocidad máxima de desplazamiento = 4 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 4

Espesor compacto de capa = 25 cm

Costo horario = \$ 1,000.00/hora

P R E G U N T A S

- 1.- ¿Cuántas planchas tandem son necesarias para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 2.- ¿Cuántos rodillos vibratorios son necesarios para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 3.- ¿Cuál equipo proporcionará una compactación más económica?

Se determinan primero las producciones horarias de los equipos.

A) Plancha Tandem

$$P = \frac{1.20 \times 2 \times 12 \times 10}{11} \times 0.70$$

$$P = 18.3 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

B) Rodillo Vibratorio

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10}{4} \times 0.70$$

$$P = 262 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

R E S P U E S T A S :

1.- Se necesitan tantas planchas como:

$$\frac{300}{18.3} = 16 + = 17 \text{ planchas}$$

Se pueden utilizar 16 unidades, pero con utilización óptima -- que frecuentemente resulta difícil de obtener.

Se necesitan usar 17 unidades, lo cual es totalmente impracticable.

2.- Los rodillos vibratorios necesarios son:

$$\frac{300 \text{ m}^3/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.14 + = 2 \text{ rodillos}$$

3.- Determinación del costo de compactación:

A) Planchas Tandem (6 - 8 Tons)

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo Horario}}{\text{Producción}}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 400.00/\text{h}}{18.3} = \$ 21.85/\text{m}^3$$

Costo que es muy elevado ii

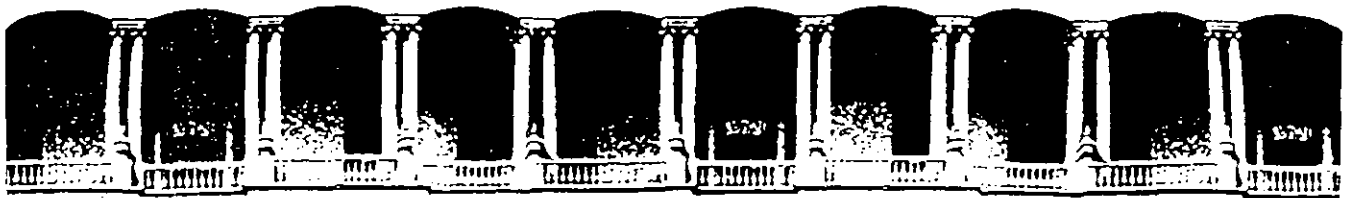
B) Rodillos Vibratorios

$$\text{Costo} = \frac{\$ 1,000.00/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 3.82/\text{m}^3$$

Que es un costo razonable.

IX. CONCLUSIONES

- 9.1. La forma de mejorar los elementos mecánicos en un suelo es la compactación.
- 9.2. Los efectos más importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.
- 9.3. El factor de mayor importancia para dar una compactación óptima en un suelo, es el contenido de humedad del material.
- 9.4. Los esfuerzos de compactación pueden transmitirse al suelo por la combinación de uno o más de los siguientes efectos: Presión estática, impacto, vibración y amasamiento.
- 9.5. El compactador que deba usarse dependerá básicamente del tipo de suelo que se quiera compactar (Fig. 29).
- 9.6. La selección de compactadores deberá hacerse con mucho cuidado y tratando de hacer intervenir las variables ya que de esto dependerá el éxito económico y funcional de la compactación.
- 9.7. De un buen control depende que la compactación se lleve a cabo correctamente.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

**12. CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICAS DE RIESGO,
CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA
Y DE CARPETA DE MEZCLAS EN EL LUGAR**

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

AGOSTO - 1992

CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS, CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

I.- EQUIPOS Y MATERIALES.

Antes de describir los procedimientos de construcción, hablaremos de los equipos y materiales que intervienen en ellos.

- 1.- PETROLIZADORA. Esta máquina consiste básicamente en un tanque de almacenamiento para el asfalto y está provista de un sistema de calentamiento, de una bomba de presión, una barra de riego con espreas, tacómetro, termómetro y aditamento de medición de volúmenes.

Esta máquina debe ser capaz de regar los asfaltos de una manera uniforme y dosificada.

Para ello, el asfalto debe tirarse a una temperatura adecuada, y la presión en las espreas debe ser uniforme.

Para calentar los asfaltos a la temperatura indicada está provista de unos quemadores que pueden ser de diesel o de gas. Para mantener una presión y un flujo uniforme sobre la barra de riego, está provista de una bomba de engranés movida por un motor especial para ello.

Para operarla se siguen las siguientes operaciones:

- a) Se llena con una cantidad mayor a la que se va a regar (200 ó 300 Lts más).
- b) Se encienden los quemadores para calentar el asfalto a la temperatura adecuada, la que se vigila por medio del termómetro.
- c) Se calcula la velocidad de la máquina en función del número de litros por segundo de asfalto que tiran las barras y de la dosificación de asfalto para el riego.

Por ejemplo, sabemos que por cada metro de barra se tiran 4 lts/seg y que debemos tirar 1.2 lts/m².

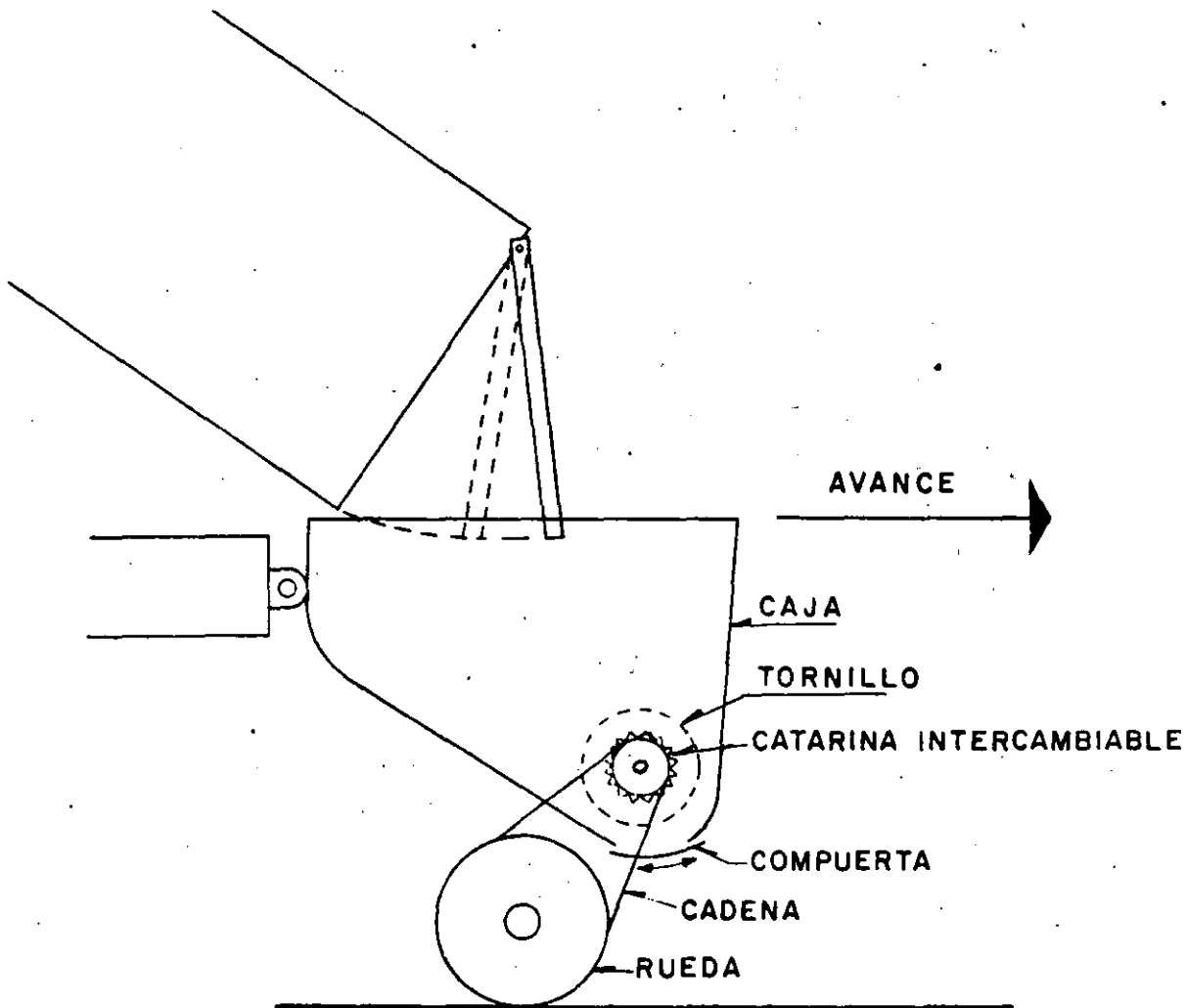
$$\text{velocidad} = \frac{4 \text{ lts/seg} \cdot \text{m}}{1.2 \text{ lts/m}^2} = 3.33 \text{ m/seg}$$

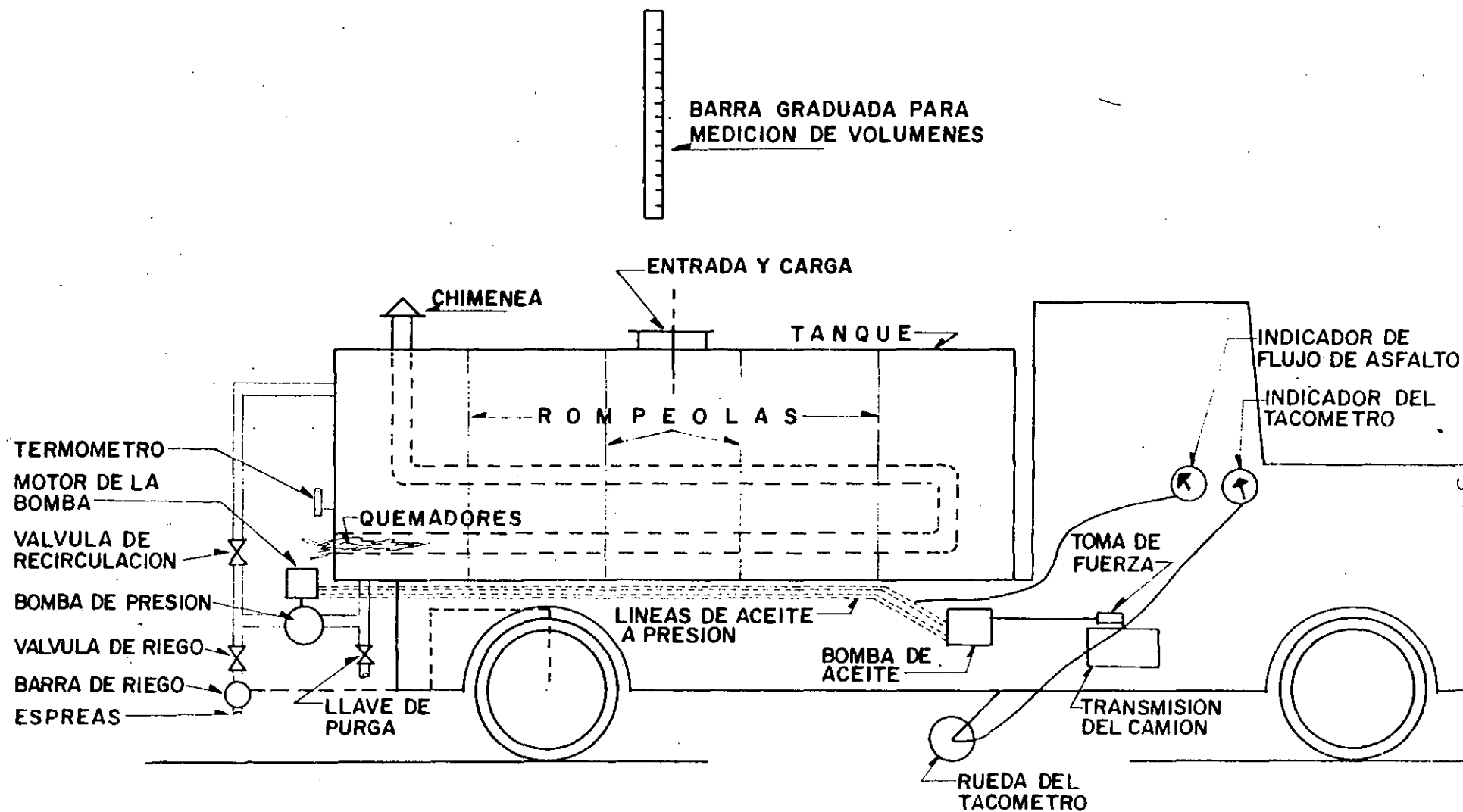
Esta velocidad se controla con el tacómetro que es una pequeña rueda adicional que mide velocidades pequeñas con una gran precisión. La carátula del tacómetro está cerca del volante visible al operador.

De esta forma la petrolizadora está lista para operar.

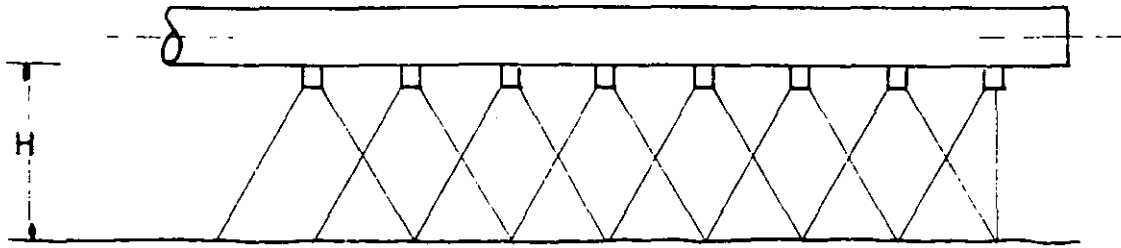
2.- ESPACIADOR DE MATERIALES PETREOS.

Esta máquina se engancha a un camión de volteo y sirve para extender el material pétreo de una manera uniforme y continua.

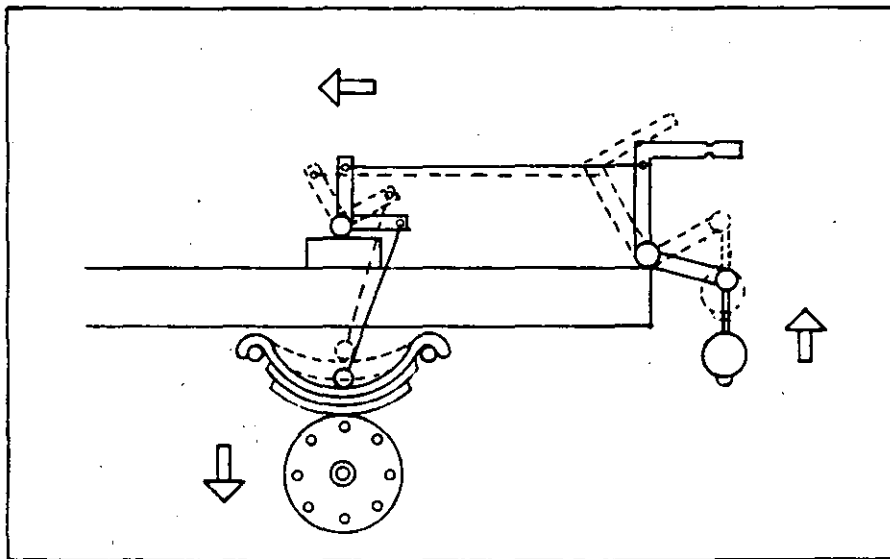




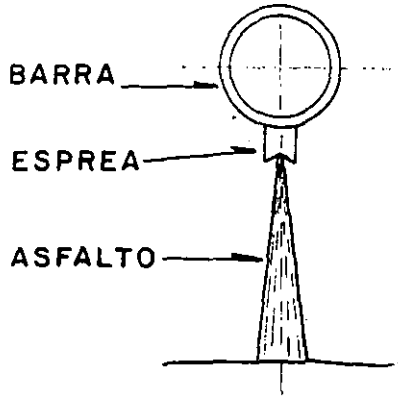
CROQUIS DE UNA PETROLIZADORA



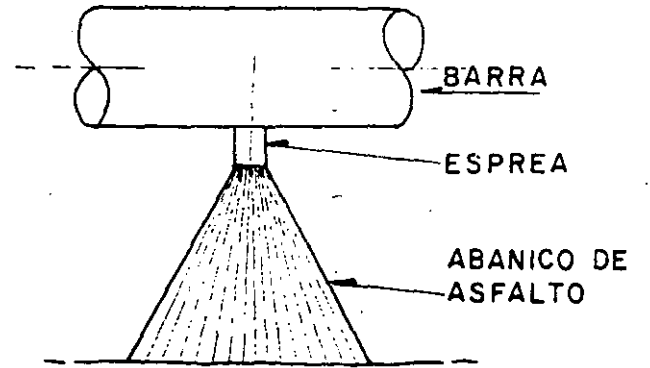
VISTA DE FRENTE (CORRECTO)
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN
EL ASFALTO (CONTINUACION)



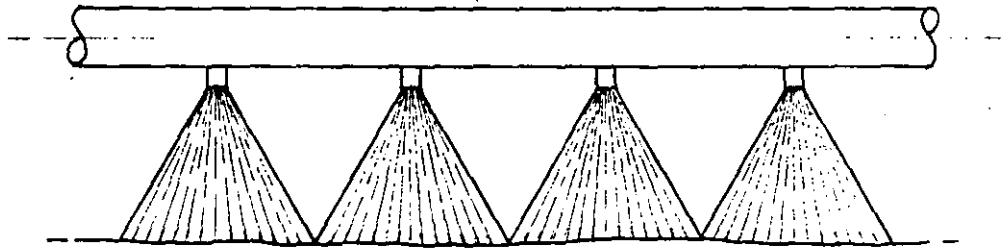
MECANISMO PARA MANTENER UNIFORME
LA ALTURA DE LA BARRA DE RIEGO



VISTA DE LADO



VISTA DE FRENTE



VISTA DE FRENTE (INCORRECTO)

FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBU-
YEN EL ASFALTO

CROQUIS DE UN ESPARCIDOR

El material pétreo cae del camión a la caja del espaciador, un tornillo de Arquímedes movido por una cadena desde las ruedas del espaciador se encarga de uniformizar el flujo del material y una compuerta, movida por una palanca que regula el flujo del material. Estas máquinas se regulan a base de cambiar la catarina, la que controla la velocidad del tornillo.

Los principales defectos a evitar en carpetas de riegos son:

- 1) Rayado (aparición de rayas longitudinales).
- 2) Poco asfalto.
- 3) Desprendimiento de agregados.

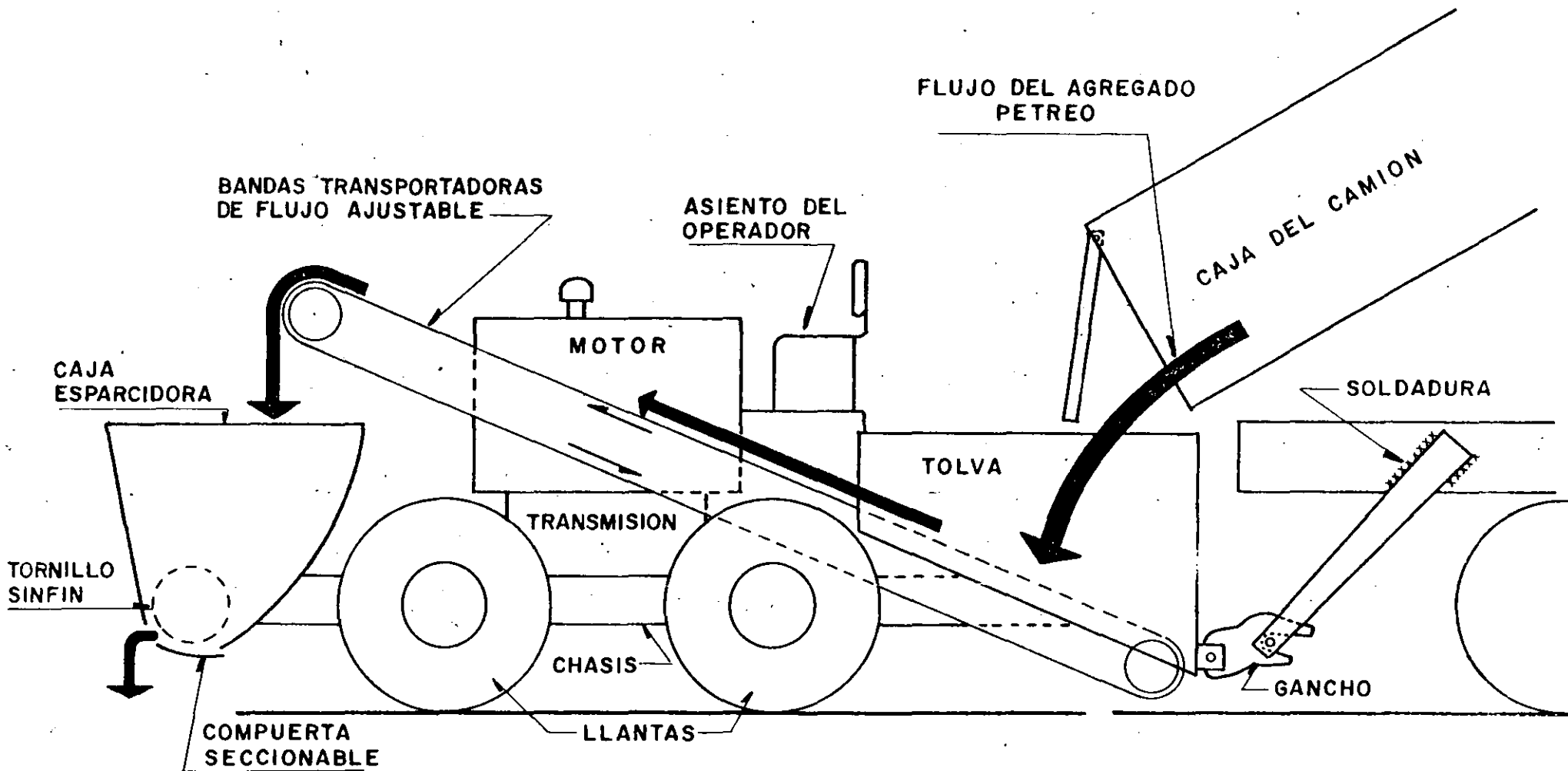
Estos se evitan con riegos uniformes y bien dosificados. Hasta hace poco tiempo, esto era muy difícil de hacer por las siguientes razones:

- a) Riegos de asfalto: la dosificación dependía de la habilidad del operador para mantener la velocidad es decir si el operador tenía que llevar la petrolizadora a 300 pies por minuto, normalmente la llevaba entre 250 y 350 f.p.m., lo que hacía el riego poco uniforme.

Por otra parte la altura de la barra de riego, generalmente fija a la máquina, dependía de la carga variable del asfalto, empezando baja la altura de la barra y terminando alta al vaciarse la petrolizadora. Esto provocaba traslapos variables de los chorros de las espaldas, lo que daba por resultado un riego rayado.

En las petrolizadoras modernas, estos defectos se han eliminado por medio de mecanismos que regulan el flujo del asfalto en función de la velocidad y mantienen fija la altura de la barra de riego.

- b) Riegos de material pétreo. Los continuos cambios del esparcidor colgado a los camiones provocaban retardos en el tiempo de riego y no permitían un riego continuo pero si provocaban traslapos defectuosos en cada cambio. Esto se ha remediado con esparcidores autopropulsados de enganche rápido a los camiones y que disponen de tolvas de capacidad suficiente para permitir el cambio de camiones sin interrumpir el riego.



CROQUIS DE UN ESPARCIDOR
 AUTOPROPULSADO

3.- MATERIALES PÉTREOS PARA CARPETAS DE RIEGOS.

Los materiales pétreos que se empleen en la construcción de carpetas asfálticas por el sistema de riegos, se denominarán como se indica en la tabla siguiente:

Denominación del material pétreo	Que pase por malla de	Y se retenga en malla de
1	25.4 mm (1")	12.7 mm (1/2")
2	12.7 mm (1/2")	6.3 mm
3-A	9.5 mm (3/8")	Núm. 8
3-B	6.3 mm (1/4")	Núm. 8
3-E	9.5 mm (3/8")	Núm. 4

y deben cumplir las siguientes granulometrías:

Mallas	Condiciones	Denominación del material pétreo				
		1	2	3-A	3-B	3-E
De 31.8 mm (1 1/4")	Debe pasar	100%				
De 25.4 mm (1")	Debe pasar	95% mín				
De 19.1 mm (3/4")	Debe pasar	100%				
De 12.7 mm (1/2")	Debe pasar		95% mín	100%		
	Debe retenerse	95% mín				
De 9.5 mm (3/8")	Debe pasar			95% mín	100%	95% mín
					95% mín	
De 6.3 mm (1/4")	Debe pasar				95% mín	
	Debe retenerse		95% mín			
Núm. 4	Debe retenerse					95% mín
Núm. 8	Debe retenerse		100% mín	95% mín	95% mín	100%
Núm. 40	Debe retenerse			100%	100%	

Además estarán libres de polvo, de materia orgánica y de cualquier otro material extraño al pétreo, su humedad será como máximo la humedad de absorción y deberán pasar las siguientes pruebas:

- a) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo.....30% máximo.
- b) De intemperismo acelerado12% máximo.
- c) De forma de las partículas, para partículas alargadas y/o en forma de laja.....35% máximo.
- d) De afinidad con el asfalto:
 - d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.
 - d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

4.- MATERIALES ASFALTICOS: (para todas las carpetas).

Los materiales asfálticos podrán ser cualesquiera de los siguientes:

esid

- a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo de la nafta o gasolina.
- b) Asfaltos rebajos de fraguado medio, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del queroseno.
- c) Asfaltos rebajados, de fraguado lento que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatilidad o aceite ligero.
- d) Emulsiones asfálticas, que son los materiales asfálticos líquidos estables, formados por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Dependiendo del agente emulsificante; las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas, si los glóbulos de asfalto tienen carga electronegativa o catiónicas, si los glóbulos asfálticos tienen carga electropositiva. Las emulsiones asfálticas pueden ser de rompimiento rápido, medio y lento.

Y deberán satisfacer las siguientes pruebas:

c) Asfaltos rebajados de fraguado lento.

Características	G R A D O				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo.	66	66	80	93	107
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, segundos	75-150				
A 50°C, segundos		75-150			
A 60°C, segundos			100-200	250-500	
A 82°C, segundos					125-250
Destilación: Destilado total a 360°C, por ciento en volumen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 Máx.
Agua por destilación, por ciento, máximo.	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, por ciento, mínimo.	40	50	60	70	75
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, segundos.	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm mínimo.	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

d.1) Emulsiones asfálticas aniónicas.

Características	G R A D O				
	Rompimiento Rápido		Rompimiento medio	Rompimiento lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 25°C, segundos	20-100		100 Mín	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 50°C, segundos		75-400			
Residuo de la destilación, por ciento, en peso, mín.	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia por ciento máximo.	3	3	3	3	3
Demulsibilidad:					
35 ml de 0.02 N CaCl ₂ , por ciento, mínimo	60	50			
50 ml de 0.1 ON CaCl ₂ , por ciento, máximo			30		
Retenido en la malla No. 20, por ciento máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.				2.0	2.0
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, 25°C, 100 g. 5 segundos, grados	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm - mínimo.	40	40	40	40	40

*NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

d.2) Emulsiones asfálticas catiónicas.

Características	G R A D O					
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio		Rompimiento lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
<u>Pruebas al material asfáltico</u>						
Viscosidad Saybolt-Furol 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol 50°C, segundos	20-100	100-400	50-500	50-500		
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo.	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento máximo.	5	5	5	5	5	5
Retenido en la malla No. 20, por ciento, máximo.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo). Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, por ciento de cubrimiento, mínimo.			80	80		
Agregado húmedo, por ciento de cubrimiento, mínimo			60	60		
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.					2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva		
pH, máximo					6.7	6.7
Disolvente en volúmen, por ciento máximo.	3	3	20	12		
<u>Pruebas al residuo de la destilación</u>						
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos, grados.	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	97	97	97	97	97	97
Ductilidad, 25°C, cm mínimo.	40	40	40	40	40	40

NOTA: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de treinta por ciento (30%) al bajar su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a diez grados centígrados (10°C), ni bajar más de treinta por ciento (30%) al subir su temperatura de veinte grados centígrados (20°C) a cuarenta grados centígrados (40°C).

Por otra parte, los materiales asfálticos deberán almacenarse en depósitos que reúnan los requisitos necesarios para evitar contaminaciones y estarán protegidos contra incendios, fugas y pérdidas excesivas de disolventes.

Cuando se usan asfaltos rebajados se contará con un calentador y una bomba para poder hacer la carga a la petrolizadora.

Las temperaturas de los materiales asfálticos en el momento de su empleo serán las siguientes:

a) Asfaltos rebajados de fraguado lento:

FL-0 de 20°C a 30°C

FL-1 de 30°C a 45°C

FL-2 de 75°C a 85°C

FL-3 de 85°C a 95°C

FL-4 de 95°C a 100°C

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio:

FM-0 de 20°C a 40°C

FM-1 de 30°C a 60°C

FM-2 de 70°C a 85°C

FM-3 de 80°C a 95°C

FM-4 de 90°C a 100°C

c) Asfaltos rebajados de fraguado rápido:

FR-0 de 20°C a 40°C

FR-1 de 30°C a 50°C

FR-2 de 40°C a 60°C

FR-3 de 60°C a 80°C

FR-4 de 80°C a 100°C

d) Emulsiones asfálticas:

Por lo general no requieren calentamiento de 5°C a 40°C.

No deberán aplicarse riegos de materiales asfálticos cuando la temperatura sea menor de 5°C, cuando haya amenaza de lluvia o cuando la velocidad del viento impida que la aplicación sea uniforme.

2.- CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS.

Estas carpetas se usan para tránsitos ligeros (menores de 250 vehículos por día) y se pueden definir como lo hace la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas:

Las que se construyen mediante uno (1), dos (2), o tres (3) riegos de materiales asfálticos, cubiertos sucesivamente con capas de materiales pétreos de diferentes tamaños, triturados y/o cribados.

CARPETAS DE 1 RIEGO.- Después que la imprimación haya curado durante 24 horas por lo menos, se aplica el material asfáltico (según la dosificación -- prescrita) directamente sobre la capa de base que ha recibido la imprimación.

El traslape de las aplicaciones de material asfáltico en la unión de dos aplicaciones produce un exceso de asfalto que fluye a la superficie y origina una situación de inestabilidad y un aspecto desagradable del riego terminado. Las lagunas o aplicaciones escasas en las uniones dan lugar a la retención de poca o ninguna gravilla, y el retoque es necesario inmediateamente.

Para eliminar estos defectos al final de una aplicación y comienzo de otra, las aplicaciones de material asfáltico deben empezar y terminar todas sobre una o más tiras de papel de construcción o de envolver, colocado a través del camino antes de iniciar el trabajo. El borde anterior del papel se coloca de tal forma que coincida exactamente con el borde del material asfáltico aplicado en último lugar, para mantener este en su sitio se coloca sobre él una pequeña cantidad de áridos. A continuación, la petrolizadora inicia su movimiento hacia adelante, a suficiente distancia detrás del borde anterior de las tiras de papel, para alcanzar la velocidad predeterminada en el momento en que la barra regadora alcanza el papel, de manera que el paso de material asfáltico a través de la barra distribuidora se abre cuando ésta pasa sobre el papel, y el primer material se riega sobre este antes de alcanzar su borde anterior. Después se retira el papel y se destruye. Así se obtiene un borde bien definido de la capa de ligante asfáltico aplicado a la base sobre la imprimación.

Como las aplicaciones de material asfáltico se terminan sobre una o más tiras de papel, situadas a través del camino o de la zona en la que se está

aplicando el material, es necesario que el papel se coloque antes del comienzo de la operación. La posición de este para terminar una aplicación se determina calculando la distancia que debería cubrirse por la capa de material asfáltico que lleva la petrolizadora y situando el papel a suficiente distancia por delante de este punto teórico para que al alcanzarlo queden en el tanque de 200 a 300 litros de material. El paso del asfalto se corta cuando la barra llega al papel, al mismo tiempo que se detiene el avance del camión, de forma que todo el material que gotee de la barra caiga sobre aquel. Después de quitar el papel queda otro borde bien definido de material asfáltico, que permite obtener un buen enlace con la aplicación siguiente. No debe intentarse aplicar toda la carga del distribuidor, porque cuando el material baja demasiado en el tanque, la bomba empieza a aspirar material mezclado con aire y el caudal deja de ser uniforme.

Para asegurar una alineación adecuada de la aplicación del material asfáltico se atiranta una cuerda a lo largo del paseo o cerca del borde de la aplicación, de modo que sirva de guía al conductor de la petrolizadora.

Inmediatamente después de la aplicación del material asfáltico se extienden los materiales pétreos por medio de un esparcidor mecánico; con el fin de aprovechar la fluidez del asfalto y obtener la adherencia de la máxima cantidad de pétreos. En determinadas condiciones puede ser necesario reducir la longitud de la aplicación del asfalto para que pueda ser cubierto con los áridos en un tiempo máximo especificado.

Tan pronto como se han extendido los áridos sobre el material asfáltico recién aplicado, debe apisonarse toda la superficie con una sola pasada de un rodillo de llanta metálica; seguidamente puede barrerse la superficie con una barredora arrastrada o pasar una hoja ligera para obtener una distribución más uniforme de los áridos. A continuación debe procederse al apisonado con rodillo de llanta rígida o de neumáticos, o con una combinación de ambos tipos, hasta conseguir una perfecta adherencia de los materiales pétreos con el material asfáltico.

Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará mediante barrido y se removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico.

El resultado final se muestra en la siguiente figura:



SUPERFICIE ORIGINAL

Proporción adecuada entre material pétreo y asfalto, con la gravilla hundida en un 60% aproximadamente.

La idea general es que las llantas rueden sobre el material pétreo, ya - que como el asfalto y el agua no son miscibles, si la llanta rueda directamente sobre el asfalto con el agua se produce una superficie resbalosa.

CARPETAS DE DOS Y TRES RIEGOS.

En estas carpetas las operaciones a ejecutar son las siguientes:

Para la carpeta de 2 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.
- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará y removerá el material pétreo 3-B excedente que no se adhiera al material asfáltico del segundo riego.

Para carpeta de 3 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 1.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.

K	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
J	RASTREO Y PLANCHADO	-----
I	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooo
H	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
G	RASTREO Y PLANCHADO	-----
F	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
D	RASTREO Y PLANCHADO	-----
C	MATERIAL PETREO No. 1	oooooooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

CARPETA DE TRES RIEGOS

H	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
G	RASTREO Y PLANCHADO	-----
F	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
D	RASTREO Y PLANCHADO	-----
C	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

C A R P E T A D E D O S R I E G O S

- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Se dará sobre el material pétreo un tercer riego de material asfáltico.
- I) Se cubrirá el tercer riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.
- J) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- K) Transcurrido un tiempo no menor de tres (3) días se recolectará y removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico del tercer riego.

En el proceso de trabajo las carpetas por el sistema de riegos, la aplicación del material pétreo deberá hacerse inmediatamente después de aplicado el material asfáltico. Entre la terminación de la capa correspondiente al material pétreo y el siguiente riego de material asfáltico deberá transcurrir un lapso que, en general, no será menor de cuatro días.

Inmediatamente después de tendido el material pétreo, para tener una mejor distribución del mismo, se le pasará una rastra ligera con cepillos de fibra o de raíz, dejando así la superficie exenta de ondulaciones, bordos y depresiones.

Los material pétreos, tendidos y rastreados se plancharán inmediatamente con rodillo liso ligero, únicamente para acomodar las partículas del material, teniendo especial cuidado en el planchado de los materiales pétreos 3, para no fracturar las partículas del material pétreo por exceso de planchado.

Los materiales pétreos 3, acomodados con rodillo liso, se plancharán inmediatamente con compactador de llantas neumáticas, pasando una rastra con cepillos de fibra o de raíz las veces que se considere necesario, para mantener uniformemente distribuido el material y evitar que se formen bordos y ondulaciones. Los compactadores de llantas neumáticas deberán tener un peso máximo de cuatro mil quinientos (4,500) kilogramos y se pasarán alternativamente con la rastra el número de veces que sea necesario para asegurar que el máximo del material pétreo se ha adherido al material asfáltico; cuando se abra al tránsito el tramo, se continuará rastreando para evitar que se formen ondulaciones con el material pétreo excedente. Cuando se observe que ya no se adhiere más material pétreo y no antes de tres días, se recolectará todo el sobrante con cepillos de fibra o raíz.

Todos los planchados, cualquiera que sea el tipo de rodillo o compactador usado, se harán: en las tangentes, de las orillas de la carpeta hacia el

centro; y en las curvas, del lado interior hacia el lado exterior.

Durante la construcción de estas carpetas no deberá permitirse el tránsito de vehículos sobre ellas. Asimismo, esta suspensión deberá continuar por un período no menor de veinticuatro horas, después del tendido y planchado del material 3.

Las cantidades de cemento asfáltico y materiales pétreos en lts/m², para estas carpetas se ven en la siguiente tabla:

Materiales	Tipo de Carpeta		
	Tres riegos	Dos riegos	Un riego
Cemento asfáltico Material pétreo 1	0.6 - 1.1 20 - 25		
Cemento asfáltico Material pétreo 2	1.0 - 1.4 8 - 12	0.6 - 1.1 8 - 12	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-A			0.7 - 1.0 8 - 10
Cemento asfáltico Material pétreo 3-B	0.7 - 1.0 6 - 8	0.8 - 1.1 6 - 8	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-E			0.8 - 1.0 9 - 11

1) El cemento asfáltico considerado en esta tabla se refiere al que existe en los material asfálticos que se empleen.

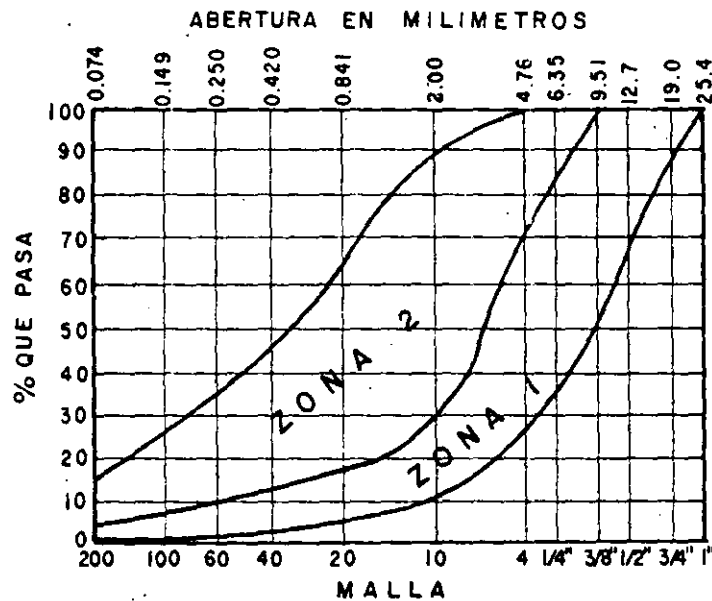
3.- CARPETAS DE MEZCLA EN FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CARPETAS DE MEZCLA EN EL LUGAR.

3.1) MATERIALES PETREOS. (se han tomado especificaciones S.A.H.O.P.).

La curva granulométrica del material pétreo para mezclas en el lugar, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite superior se la zona 2, de la figura. La zona 1, co-

responde a materiales pétreos de granulometría gruesa y la zona 2, a los materiales pétreos de granulometría fina. La curva granulométrica del material pétreo deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, por lo menos en las dos - terceras (2/3) partes de su longitud, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR.



y además deberán cumplir los siguientes requisitos:

a) De contracción lineal.

a.1) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 1, de la Figura No. 3% máximo.

a.2) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 2, de la Figura No. 2% máximo.

b) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo ...40% máximo.

c) De forma de las partículas. Partículas alargadas y/o en forma de laja.... 35% máximo.

d) De afinidad con los asfaltos:

Debe cumplir cuando menos con dos de las siguientes pruebas:

d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.

d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

d.3) Pérdida de estabilidad por inmersión
en agua:.....25% máximo.

e) Equivalente de arena.....55% mínimo.

3.2) CONSTRUCCION.- Las mezclas en planta en frío se asemejan en muchos aspectos a las mezclas en planta en caliente, salvo en el empleo de asfaltos rebajados o de emulsiones asfálticas, y de su mezcla a la temperatura ambiente. Las mezclas de este tipo pueden emplearse inmediatamente o transportarse y almacenarse para uso futuro. El tipo y grado de material asfáltico más adecuado viene determinado por la granulometría de los áridos y el uso al que se destina la mezcla.

Las mezclas para capas de superficie densas que contienen del 35% al 45% de áridos que pasan por el tamiz No. 10, obtenidas para su utilización inmediata, pueden fabricarse empleando asfaltos de tipo FR1, FR2 ó FM3, o emulsiones asfálticas de rompimiento medio RM-2 solo es necesario el secado de los áridos para mezclas con asfaltos cuando los materiales pétreos están saturados o tienen alguna humedad superficial. Las mezclas con emulsión asfáltica pueden fabricarse con materiales pétreos húmedos; de hecho, es necesario incluso añadir agua, especialmente cuando el material pétreo contiene alta proporción de material que pasa por la malla No. 10.

Las mezclas fabricadas con asfaltos rebajados deben ventilarse perfectamente antes de la compactación, debido al contenido de productos volátiles. La ventilación de la mezcla se suele realizar removiéndola con motoconformadoras sobre el camino hasta que se ha evaporado una gran proporción de los disolventes. La evaporación de los disolventes se observa por la disminución de la docilidad de la mezcla durante su manipulación. Cuando se han ventilado suficientemente, estas mezclas parecen ser muy difíciles de manejar, pero aún conservan la necesaria docilidad para ser extendidas fácilmente con motoniveladora.

Las mezclas en planta en frío fabricadas con emulsión asfáltica de rotura media (RM-2) se ponen en obra y se compactan sin necesidad de ventilación. Las temperaturas atmosféricas elevadas y el ambiente seco hacen que las mezclas en frío con emulsión asfáltica curen rápidamente; las --

condiciones atmosféricas opuestas retardan el tiempo de curado.

La cantidad de material que pasa por el tamiz No. 10 en un material de pavimentación mezclado en frío, tiene considerable influencia sobre la dosilidad de la mezcla.

El concreto asfáltico mezclado en caliente y colocado en frío es un tipo intermedio del concreto asfáltico mezclado y colocado en caliente y los que acabamos de describir.

Las mezclas de este tipo pueden ser transportadas y colocadas inmediatamente después del mezclado o bien almacenarse para uso futuro durante un período de seis a ocho meses. Resultan muy adecuadas para obras de pequeño volumen, cuando no es posible instalar una planta de mezcla en caliente o donde no está justificado económicamente el transporte de esta instalación. Además, las mezclas en caliente colocadas en frío proporcionan un tipo excelente de material para bacheos.

La granulometría de los áridos y el proyecto de la mezcla son esencialmente los mismos que para las mezclas fabricadas y tendidos en caliente.

Las capas superficiales de asfalto y áridos mezcladas sobre el camino se construyen haciendo pasar los materiales por una planta mezcladora móvil o empleando motoconformadoras. Las mezclas para capas de superficie fabricadas de este modo resultan más económicas y de peor calidad que las obtenidas en planta, porque no hay un control seguro de la granulometría.

Para mezclar los materiales pétreos y el material asfáltico se suelen emplear plantas móviles de diversos tipos. El más común es la mezcladora mecánica, que recoge los áridos de un camellón y los hace pasar a través de un mezclador de tipo continuo. El material asfáltico se pulveriza sobre los áridos en proporciones determinadas cuando estos entran en la cámara de mezcla.

Para obtener un control adecuado de la cantidad necesaria de material asfáltico es necesario que los áridos estén tendidos en un camellón de tamaño uniforme, de forma que pueda relacionarse la velocidad de la bomba de asfalto con la velocidad de la planta y el tamaño del camellón.

El mezclado con motoconformadoras constituye uno de los métodos más antiguos de construcción de capas asfálticas superficiales. Las técnicas constructivas son muy sencillas y solo emplean los elementos más comunes de maquinaria de construcción de carreteras y alguna maquinaria agrícola.

Los áridos se colocan sobre el camino en un camellón aplanado, de espesor y anchura uniformes, y se riegan abundantemente con material asfáltico. Para la aplicación de asfalto se emplean petrolozadoras. La cantidad necesaria de asfalto se reparte en varias aplicaciones iguales; des-

pués de cada aplicación de asfalto, los materiales pétreos y este se mezclan, removiendo los materiales con la motoconformadora sobre el camino o sobre la zona de mezclado, hasta que el asfalto se ha dispersado uniformemente. Se continúa aplicando asfalto y removiendo la mezcla hasta conseguir el contenido total de asfalto necesario en un estado de dispersión.

El mezclado con motoniveladora y rastras de discos no produce la misma acción de masado que los mezcladores de paletas, por lo que se precisa un período de tiempo más largo para obtener una mezcla equivalente.

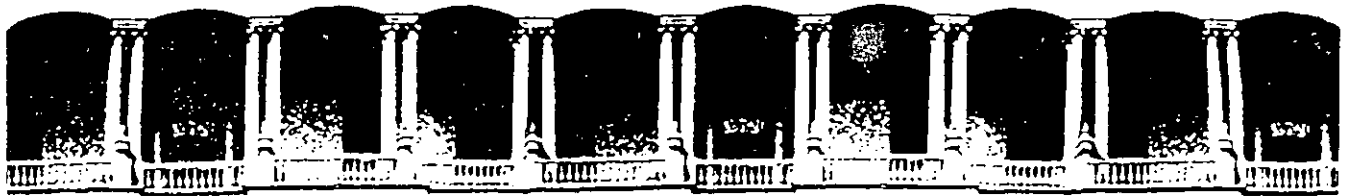
Los materiales asfálticos más adecuados para el mezclado con motoconformadora son los de los tipos FR-2 y FR-3, y la emulsión asfáltica de tipo RM-2. Cuando se emplea emulsión asfáltica suele ser necesario añadir agua a la mezcla para obtener la dispersión y envoltura adecuadas.

Es esencial la ventilación apropiada antes de la compactación de las mezclas en planta móvil y con motoconformadora. Un contenido insignificante de humedad de la mayor parte de los áridos constituye una ayuda para la mezcla, aunque a veces resulta perjudicial si esta se compacta con más del 2% de humedad. Por ello es necesario que se remuevan lo suficiente estas mezclas después de efectuadas, con el fin de eliminar por evaporación la mayor parte del contenido de disolvente y de humedad. La extensión y compactación de la mezcla no debe realizarse hasta que el contenido de volátiles se haya reducido a menos del 25% de la cifra original; el contenido de humedad no debe exceder del 2%.

El tendido de la mezcla en el lugar generalmente se realiza con la misma motoconformadora, como este tendido es muy preciso la máquina debe estar en muy buenas condiciones y el operador debe ser altamente calificado -- (operador de mezcla negra).

El tendido de las mezclas en planta se realiza generalmente con una extendidora igual a las que tienden la carpeta de mezcla en caliente, y el procedimiento es el mismo.

La compactación de estas mezclas se realiza inmediatamente después del tendido y se pueden usar planchas tandem de 2 ruedas o rodillos vibratorios auto-propulsados vibrando a alta frecuencia y baja amplitud. Posteriormente se dan unas pasadas con rodillo neumático con objeto de "cerrar" la carpeta, es decir: darle una textura fina y disminuir la permeabilidad de la carpeta.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

13. SELECCION DE EQUIPO DE COMPACTACION

ING. FRANCISCO GARCIA BARRUTIA

AGOSTO - 1992

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS. I.

SELECCION. DEL EQUIPO DE COMPACTACION

LA MAYOR ESTABILIDAD DE UN MATERIAL SE TRADUCE EN MENORES ASENTAMIENTOS O DEFORMACIONES.

EL AUMENTO EN EL GRADO DE COMPACTACION PROPORCIONA UNA MEJOR CAPACIDAD DE CARGA Y UNA MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

3.- VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION DE SUELOS.

UN SUELO SE PUEDE COMPACTAR DE DIFERENTES FORMAS Y EN CADA CASO SE OBTENDRA UN RESULTADO DIFERENTE; POR OTRO LADO, UNA MISMA FORMA DE COMPACTACION DARA RESULTADOS DISTINTOS, SI SE APLICA A DIVERSOS SUELOS. POR ULTIMO, SI UNA MISMA FORMA DE COMPACTACION SE APLICA A UN DETERMINADO SUELO, PODRAN OBTENERSE RESULTADOS MUY DIFERENTES SI DE UN CASO A OTRO SE VARIAN CIERTAS CONDICIONES, DE LAS PREVALECIENTES EN DICHO SUELO.

LAS VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION SON:

- a) NATURALEZA DEL SUELO
- b) METODO DE COMPACTACION
- c) ENERGIA ESPECIFICA
- d) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO
- e) TEMPERATURA AMBIENTE
- f) NUMERO DE PASADAS
- g) PESO DEL COMPACTADOR

h) VELOCIDAD DEL EQUIPO DE COMPACTACION

i) ESPESOR DE LA CAPA

a) LA NATURALEZA DEL SUELO. - ES CLARO QUE EL TIPO DE SUELO CON QUE SE TRABAJA INFLUYE DE MANERA DECISIVA EN EL PROCESO DE COMPACTACION.

b) EL METODO DE COMPACTACION. - SE DIVIDE EN CUATRO TIPOS DIFERENTES QUE SON POR IMPACTO, POR AMASADO, POR APLICACION DE CARGA ESTATICA Y POR VIBRACION (DINAMICA).

c) ENERGIA ESPECIFICA DE COMPACTACION. - ES LA QUE SE ENTREGA AL SUELO POR UNIDAD DE VOLUMEN DURANTE EL PROCESO MECANICO DE QUE SE TRATE.

d) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL SUELO. - TODO MATERIAL TIENE UN CONTENIDO OPTIMO DE HUMEDAD PARA EL CUAL SE OBTIENE BAJO UN CIERTO ESFUERZO DE COMPACTACION, LA DENSIDAD MAXIMA. EL AGUA EN ESTE CASO TIENE UN EFECTO LUBRICANTE ENTRE LAS PARTICULAS, LO QUE FACILITA EL TRABAJO.

e) LA TEMPERATURA. - ESTA EJERCE UN IMPORTANTE EFECTO EN LOS PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO, EN PRIMER LUGAR POR EFECTOS DE EVAPORACION DEL AGUA INCORPORADA AL SUELO O DE CONDENSACION DE LA HUMEDAD AMBIENTE EN EL MISMO.

- f) NUMERO DE PASADAS. - ESTO DEPENDERA DEL TIPO DE SUELO FUNDAMENTALMENTE, Y EN SEGUNDA INSTANCIA, DE LA FORMA EN QUE EL EQUIPO COMPACTADOR APLIQUE LA PRESION SOBRE EL SUELO, DEL TRASLAPE DE LAS RUEDAS Y DE LA MANIOBRABILIDAD DEL MISMO.
- g) PESO DEL COMPACTADOR. - ESTE FACTOR ES IMPORTANTE YA QUE DE LA MAGNITUD DEL PESO DEPENDERA LA PRESION EJERCIDA SOBRE EL MATERIAL.
- h) VELOCIDAD DEL EQUIPO DE COMPACTACION. - LA HABILIDAD DE PRODUCCION DE UN EQUIPO, DEPENDE FUNDAMENTALMENTE DE LA VELOCIDAD QUE PUEDA DESARROLLAR SOBRE EL MATERIAL POR COMPACTAR.
- i) ESPOSOR DE CAPA. - ESTE FACTOR DEPENDERA DEL TIPO DE MATERIAL Y DEL EQUIPO POR USAR: UN CALCULO APROXIMADO DE LA PROFUNDIDAD DE ACCION PUEDE HACERSE MEDIANTE EL METODO DEL BULBO DE PRESION.

$$\text{PRESION} = \frac{\text{FUERZA}}{\text{AREA}}$$

SUPONREMOS UN AREA CIRCULAR = πr^2

LA FUERZA ES EL PESO DEL COMPACTADOR = F

LA PRESION SERA EN ESTE CASO LA DE CONTACTO = p_0

DE LO ANTERIOR:

$$p_0 = \frac{F}{r^2 \pi} \quad r = \sqrt{\frac{F}{p_0 \pi}}$$

CON AYUDA DE LA TEORIA DE BOUSSINESQ, SE PUEDEN CALCULAR LOS FACTORES DE INFLUENCIA PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES.

PRESION EFECTIVA

PROFUNDIDAD	FACTOR DE INFLUENCIA
r	$P_1 = 0.6 p_0$
2r	$P_2 = 0.3 p_0$
3r	$P_3 = 0.15 p_0$
4r	$P_4 = 0.09 p_0$

EJEMPLO: CALCULAR LA PROFUNDIDAD DE ACCION PARA UN PESO $P = 1,800$ KG. Y $p_0 = 9$ KG/CM²

$$r = \sqrt{\frac{1,800}{9 \times 3.14}} = \sqrt{\frac{200}{3.14}} = \sqrt{63.7} = 8$$

$$r = 8 \text{ cm.}$$

A UNA PROFUNDIDAD DE 8 CMS. TENDREMOS UNA PRESION = 0.6 p_0

$$P_1 = 0.6 \times 9 \text{ KG/CM}^2 = 5.4 \text{ KG/CM}^2$$

A UNA PROFUNDIDAD DE 16 CMS. TENDREMOS:

$$P_2 = 0.3 \times 9 \text{ KG/CM}^2 = 2.7 \text{ KG/CM}^2$$

LA PRESION ANTERIOR ES SUFICIENTE PARA COMPACTAR EFICIENTEMENTE -
MATERIALES NO COHESIVOS.

4.- PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO.

LA ENERGIA QUE SE REQUIERE PARA COMPACTAR LOS SUELOS EN EL CAMPO, SE PUEDE APLICAR MEDIANTE CUALQUIERA DE LOS SIGUIENTES CUATRO PRINCIPIOS:

- A) AMASAMIENTO
- B) IMPACTO
- C) PRESION ESTATICA
- D) VIBRACION

LAS TRES PRIMERAS FORMAS, SE HAN VENIDO APLICANDO DESDE HACE VARIAS DECADAS COMO METODOS CONVENCIONALES Y LA CUARTA SE REFIERE A UNA TECNICA DE IMPLANTACION MAS RECIENTE Y QUE SE HA POPULARIZADO MUCHO EN LOS ULTIMOS AÑOS.

A CONTINUACION COMENTAREMOS LOS EQUIPOS UTILIZADOS EN CADA UNO DE LOS PRINCIPIOS:

A) COMPACTADORES PATA DE CABRA (AMASADO)

ESTOS COMPACTADORES CONCENTRAN SU PESO SOBRE LA RELATIVAMENTE PEQUEÑA SUPERFICIE DE TODO UN CONJUNTO DE PUNTAS DE FORMA VARIADA, EJERCIENDO PRESIONES ESTATICAS MUY GRANDES EN LOS PUNTOS EN QUE LAS MENCIONADAS PROTUBERANCIAS PENETRAN EN EL SUELO. CONFORME SE VAN DANDO PASADAS Y EL MATERIAL SE VA COMPACTANDO, LAS PATAS PROFUNDIZAN CADA VEZ MENOS EN EL SUELO, Y LLEGA UN MOMENTO EN QUE YA NO SE PRODUCE NINGUNA COMPACTACION ADICIONAL; EN UNA PROFUNDIDAD DEL ORDEN DE 6 CM., LA SUPERFICIE QUEDA SIEMPRE DISTORSIONADA, PERO SE COMPACTA BAJO LA SIGUIENTE CAPA QUE SE TIENDA.

LA COMPACTACION POR AMASADO SE LLEVA A CABO DE ABAJO HACIA ARRIBA; ES DECIR, LAS CAPAS INFERIORES SE DENSIFICAN PRIMERO Y LAS SUPERIORES, POSTERIORMENTE.

B) COMPACTADORES DE IMPACTO.

CUANDO UN CUERPO SE LEVANTA 20 CMS. SOBRE UNA SUPERFICIE Y SE DEJA CAER, LA PRESION QUE EJERCE SOBRE ESTA ES 50 VECES MAYOR QUE LA PRESION QUE EJERCE EL MISMO CUERPO ESTANDO APOYADO ESTATICAMENTE SOBRE DICHA SUPERFICIE.

EN LOS PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION POR IMPACTO, ES MUY CORTA LA DURACION DE LA TRANSMISION DEL ESFUERZO. LOS EQUIPOS QUE PUEDEN CLASIFICARSE DENTRO DE ESTE GRUPO, SON LOS DIFERENTES TIPOS DE PISONES, CUYO EMPLEO ESTA RESERVADO A AREAS PEQUEÑAS.

LOS PISONES PUEDEN IR DESDE LOS DE TIPO MAS ELEMENTAL, DE CAIDA LIBRE Y ACCIONADOS A MANO, HASTA APARATOS BASTANTE COMPLICADOS MOVIDOS POR COMPRESION NEUMATICA O POR COMBUSTION INTERNA.

CUANDO UNA MAQUINA COMPACTADORA TIENE UNA FRECUENCIA O NUMERO DE IMPACTOS BAJA Y UNA AMPLITUD MUY GRANDE (ALTURA DE CAIDA), ESTA ESTARA DENTRO DE ESTA CLASIFICACION.

EL RODILLO DE IMPACTO HA PROBADO SER DE LOS MAS VERSATILES Y CAPACES PARA COMPACTAR LA MAYOR PARTE DE LOS SUELOS.

C) COMPACTADORES DE RODILLOS LISOS Y NEUMATICOS (PRESION ESTATICA).

LOS RODILLOS LISOS TIENEN SU CAMPO DE APLICACION CIRCUNSCRITO A LOS MATERIALES QUE NO REQUIEREN CONCENTRACIONES ELEVADAS DE PRESION, POR NO FORMAR GRUMOS O POR NO NECESITAR DISGREGADO; POR LO GENERAL SON AREAS Y GRAVAS RELATIVAMENTE LIMPIAS.

LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DE LOS RODILLOS LISOS SON, SU DISPOSICION, DIAMETRO, ANCHO Y PESO TOTAL. EL ESPESOR SUELTO DE LA CAPA DE MATERIAL QUE ES POSIBLE COMPACTAR CON RODILLO LISO, VARIA DE 10 A 20 CM.

LA ACCION COMPACTADORA DEL RODILLO NEUMATICO TIENE LUGAR FUNDAMENTALMENTE POR LA PRESION QUE TRANSMITE A LA CAPA DE SUELO TENDIDA, PRODUCIENDO TAMBIEN UN CIERTO EFECTO DE AMASADO Y CAUSA AL SUELO GRANDES DEFORMACIONES ANGULARES, POR LAS IRREGULARIDADES DE LAS LLANTAS; ESTE EFECTO OCURRE A ESCALA MUCHO MENOR QUE EN LOS RODILLOS PATA DE CABRA, PERO TIENE CIERTA IMPORTANCIA, SOBRE TODO EN LA PORCION MAS SUPERFICIAL DE LA CAPA QUE SE COMPACTA. ADEMAS, AL APLICAR EL COMPACTADOR DE NEUMATICOS A LAS CAPAS SUPERFICIALES E INCLUSIVE A LA CARPETA ASFALTICA, SE REPRODUCEN ARTIFICIALMENTE LAS CONDICIONES QUE RESULTARIAN DEL TRAFICO DE CAMIONES PESADOS.

LA COMPACTACION POR PRESION ESTATICA SE BASA EN LA APLICACION DE PESOS MAS O MENOS GRANDES SOBRE LA SUPERFICIE DEL SUELO. SU ACCION ES DE ARRIBA HACIA ABAJO; ES DECIR, LAS CAPAS SUPERIORES ALCANZAN PRIMERO MAYORES DENSIDADES QUE LAS DE ABAJO. LA PROFUNDIDAD DE AC-

CIÓN PUEDE CÁLCULARSE COMO SE HIZO ANTERIORMENTE MEDIANTE EL CRITERIO DEL BULBO DE PRESIÓN.

EL PRINCIPIO DE PRESIÓN ESTÁTICA TIENE EL INCONVENIENTE DE QUE A MAYOR PRESIÓN, MAYOR ES LA FUERZA DE FRICCIÓN QUE DESARROLLAN LAS PARTICULAS DE UN SUELO. LA FRICCIÓN INTERNA PODEMOS DEFINIRLA COMO: LA RESISTENCIA DE LAS PARTICULAS DE UN SUELO PARA DESLIZARSE DENTRO DE LA MASA DEL MISMO. PARA ARENAS, LA FRICCIÓN INTERNA DEPENDE DE LA GRADUACIÓN, DENSIDAD Y FORMA DE LOS GRANOS Y ES RELATIVAMENTE INDEPENDIENTE DEL CONTENIDO DE HUMEDAD. PARA ARCILLAS VARIARÁ CON EL CONTENIDO DE HUMEDAD.

AL AUMENTARSE EL PESO DE UN COMPACTADOR ESTÁTICO, EL SUELO DESARROLLA MAYOR FRICCIÓN INTERNA LA CUAL SE OPONE A LA COMPACTACIÓN; LO QUE SE LOGRA ES ROMPER O QUEBRAR MÁS EL MATERIAL, OBTENIÉNDOSE ASÍ OTRA GRADUACIÓN DEL MATERIAL POR COMPACTAR.

PARA ESTE TIPO DE COMPACTACIÓN SE REQUIEREN RIEGOS INTENSIVOS DE AGUA PARA VENCER LA FRICCIÓN INTERNA.

DENTRO DE ESTE GRUPO CONSIDERAREMOS A LOS COMPACTADORES DE LLANTAS NEUMÁTICAS, AUNQUE ESTOS TIENEN TAMBIÉN UN EFECTO AMASADOR EN LOS MATERIALES, DEBIDO A LA FLEXIBILIDAD DE LAS LLANTAS.

RESULTA OPORTUNO HACER NOTAR QUE EN ESTE EQUIPO NO ES TAN IMPORTANTE EL PESO POR LLANTA COMO LA PRESIÓN DE INFLADO Y EL TIPO DE LLANTA.

PARA DEMOSTRAR LO ANTERIOR SE EXPONE EL SIGUIENTE EJEMPLO:

UNA LLANTA 9.00 X 20 DE 12 CAPAS APLICA, BAJO UNA CARGA DE 910 KG. Y A UNA PRESION DE INFLADO DE 2.81 KG/CM², UNA COMPRESION DE 3.41 KG/CM². SI LA CARGA SE AUMENTA A 2,040 KG. Y LA PRESION DE INFLADO SE CONSERVA IGUAL, LA PRESION DE CONTACTO EN ESTE CASO ES DE 3.80 KG/CM²; EN OTRAS PALABRAS EL AUMENTO DE COMPRESION ES DE 11.3%. SIN EMBARGO, SI SE CONSERVA LA CARGA POR RUEDA DE 910 KG. Y SE AUMENTA LA PRESION DE INFLADO A 7.04 KG/CM², LA COMPRESION SOBRE EL SUELO ES DE 4.96 KG/CM², LO QUE SIGNIFICA UN AUMENTO DE 45.3%

ESTO SE EXPLICA DEBIDO A QUE AUMENTANDO EL PESO TOTAL DEL COMPACTADOR O LA CARGA POR RUEDA, SIN MODIFICAR LA PRESION DE INFLADO, SE INCREMENTA EL AREA DE CONTACTO ENTRE EL SUELO Y LA LLANTA, HABIENDO MUY POCO CAMBIO EN LA PRESION DE CONTACTO.

POR LA RAZON ANTERIOR LOS CONSTRUCTORES DE EQUIPO PROGRESISTAS HAN PROVISTO, A SUS MAQUINAS CON IMPLEMENTOS PARA VARIAR RAPIDAMENTE LA PRESION DE INFLADO DE SUS EQUIPOS.

D) COMPACTADORES VIBRATORIOS (COMPACTACION DINAMICA).

LA FRECUENCIA DE LA VIBRACION INFLUYE DE MANERA EXTRAORDINARIA EN EL PROCESO DE COMPACTACION. EL ELEMENTO COMPACTADOR PROPIAMENTE DICHO, LO CONSTITUYEN REGLAS, PLACAS O RODILLOS.

HAY VARIOS FACTORES RELACIONADOS A LA NATURALEZA DE LA VIBRACION -
QUE INFLUYEN DE MANERA SUBSTANCIAL, EN LOS RENDIMIENTOS DEL EQUIPO;
LOS PRINCIPALES SON:

- a) LA FRECUENCIA, ESTO ES EL NUMERO DE REVOLUCIONES POR MINUTO DEL OSCILADOR.
- b) LA AMPLITUD, GENERALMENTE MEDIDA POR UNA DISTANCIA VERTICAL.
- c) EL EMPUJE DINAMICO, QUE SE GENERA EN CADA IMPULSO DEL OSCILADOR.
- d) LA CARGA MUERTA, ES DECIR, EL PESO DEL EQUIPO DE COMPACTACION, SIN CONSIDERAR EL OSCILADOR PROPIAMENTE DICHO.
- e) LA FORMA Y EL TAMAÑO DEL AREA DE CONTACTO DEL VIBRADOR CON EL SUELO.

ADEMAS EXISTEN OTRAS CARACTERISTICAS DE GRAN INFLUENCIA, REFERENTES AL SUELO POR COMPACTAR. EN EL CASO DE LA VIBRACION, PARA OBTENER LA MAXIMA EFICIENCIA DE COMPACTACION, LA HUMEDAD OPTIMA SUELE SER BASTANTE MENOR QUE LO QUE SE REQUERIRIA PARA SER COMPACTADO POR OTRO PROCEDIMIENTO.

QUIZA LA VENTAJA PRINCIPAL DE LA APLICACION DE LA VIBRACION COMO TECNICA DE COMPACTACION, ESTIBA EN LA POSIBILIDAD DE TRABAJAR CON CAPAS DE MAYOR ESPESOR.

EN LOS SUELOS GRUESOS, LA VIBRACION ES CONVENIENTE, PORQUE REDUCE -
POR INSTANTES EN FORMA CONSIDERABLE, LA FRICCION INTERNA DE LOS GRA-
NOS. LA PRESION ESTATICA, DEBE VENCER ESTA FRICCION EN TODO SU VA-
LOR, POR UN MECANISMO EN EL QUE INCLUSO, AUMENTA MUCHO LA RESISTEN-
CIA AL DESLIZAMIENTO DE LOS GRANOS, PRECISAMENTE POR EL AUMENTO EN
LA PRESION NORMAL. EN EL MOVIMIENTO VIBRATORIO QUE UN SUELO FRICCIO-
NANTE SUFRE BAJO EL COMPACTADOR POR VIBRACION, SE PRODUCE UNA ORIEN-
TACION DE LAS PARTICULAS EN EL MOMENTO EN QUE TIENDEN A SEPARARSE Y
UNA FUGA DE LAS PARTICULAS MAS FINAS HACIA LOS HUECOS, ENTRE LAS --
PARTICULAS MAS GRANDES. A ESTE EFECTO REDUCTOR DE LA FRICCION, SE -
SUMA LA PRESION DEL COMPACTADOR CON SUS CARGAS DE COMPRESION Y ES-
FUERZO CONSTANTE, LAS QUE ADEMAS DE MEJORAR EL ACOPLAMIENTO ENTRE -
LAS PARTICULAS Y AUMENTAR LA POSIBILIDAD DEL RELLENO DE HUECOS, CON-
TRARRESTAN LAS FUERZAS DE TENSION CAPILAR QUE PUEDAN EXISTIR ENTRE
LOS GRANOS DE ARENA.

LA RAPIDEZ ES CARACTERISTICA DEL TRABAJO DINAMICO.

COMPACTADORES VIBRATORIOS AUTOPROPULSADOS ALCANZAN EL GRADO DE COM-
PACTACION DESEADO EN 2 A 4 PASADAS.

LOS EFECTOS TECNICOS DAN CUANDO ESTAN COMBINADOS, COSTOS DE COMPAC-
TACION MAS BARATOS, COMO RESULTA EVIDENTE DEL SIGUIENTE RESUMEN:

- 1) MAYORES DENSIDADES
- 2) COMPACTADORES MAS LIVIANOS Y A MENUDO
MAS BARATOS

3) MAYORES ESPESORES DE CAPA

4) TRABAJO MAS RAPIDO

5.- CLASIFICACION DE LOS EQUIPOS DE COMPACTACION.

I. COMPACTADORES ESTATICOS. (DE JALON O AUTOPROPULSADOS)

a) APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS.

b) RODILLOS DE ALMOHADILLAS O PATAS.

c) RODILLOS NEUMATICOS.

d) RODILLOS DE REJAS.

e) RODILLOS DE RUEDAS SEGMENTADAS.

II. COMPACTADORES VIBRATORIOS (DE JALON, AUTOPROPULSADOS O MANUALES)

a) APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS.

b) RODILLOS DE ALMOHADILLAS O PATAS.

c) RODILLOS NEUMATICOS.

d) RODILLOS DE REJAS.

e) RODILLOS DE RUEDAS SEGMENTADAS.

f) PLACAS VIBRATORIAS.

III. MAQUINAS PARA COMPACTAR POR IMPACTO:

a) MARTINETES.

b) BAILARINAS NEUMATICAS O DE GASOLINA.

IV. PARAMETROS DE LAS MAQUINAS DE COMPACTACION:

a) APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS:

PESO SIN LASTRE, VOLUMEN DEL LASTRE Y CLASE
DE LASTRE. NUMERO DE TAMBORES Y/O RUEDAS.

DIAMETRO DE LOS TAMBORES Y/O DE LAS RUEDAS.

ANCHO DE RODADA (DEPENDIENDO DE LA DISPOSICION DE LOS TAMBO-
RES Y/O DE LAS RUEDAS).

DISTRIBUCION DEL PESO.

b) RODILLOS DE PATAS O ALMOHADILLAS:

PESO SIN LASTRE, VOLUMEN PARA LASTRE Y
CLASE DE LASTRE.

NUMERO DE TAMBORES Y/O RUEDAS.

DIAMETRO DE LOS TAMBORES Y/O RUEDAS.

ANCHO DE RODADA (DEPENDIENDO DE LA DISPOSICION DE LOS TAMBO-
RES Y/O DE LAS RUEDAS).

NUMERO DE PATAS O ALMOHADILLAS EN CONTACTO CON EL PISO EN CA
DA MOMENTO, AREA DE CONTACTO Y ALTO DE LAS PATAS O ALMOHADI-
LLAS.

c) RODILLOS NEUMATICOS:

(1) PESO VACIO, VOLUMEN PARA LASTRE Y CLASE DE LASTRE.

(2) NUMERO DE RUEDAS.

(3) CON EL (1) Y EL (2) ENCONTRAMOS LA CARGA POR RUEDA.

(4) TAMAÑO Y NUMERO DE LONAS DE LAS LLANTAS.

(5) CON EL (3) Y EL (4) ENCONTRAMOS LA PRESION EN LAS LLANTAS Y EL AREA DE CONTACTO APLICADO AL TERRENO.

(6) ANCHO DE RODADA.

d) RODILLOS DE REJA:

PESO SIN LASTRE, VOLUMEN PARA EL LASTRE Y CLASE DE LASTRE.

DIAMETRO DEL TAMBOR.

ANCHO DEL TAMBOR.

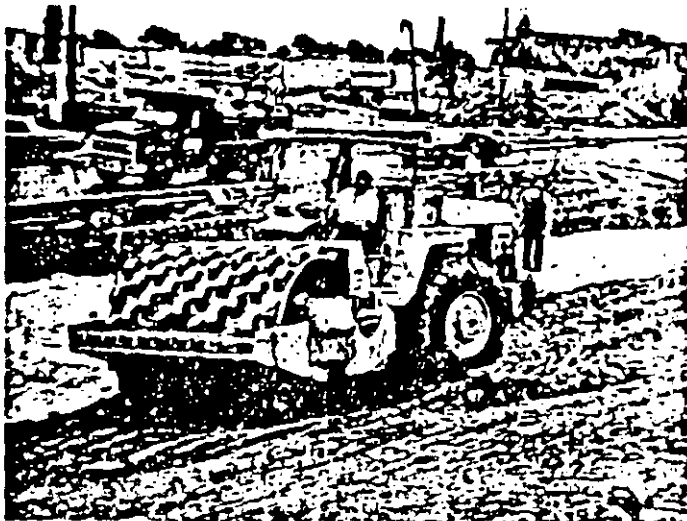
TAMAÑO DE LOS HOYOS Y DIAMETRO DE LOS ALAMBRES.

UNA VEZ OBTENIDO EL RENDIMIENTO Y CONOCIDO EL COSTO HORARIO DEL EQUIPO DE COMPACTACION, ESTAREMOS EN POSIBILIDADES DE CONOCER EL COSTO DE LA COMPACTACION APLICANDO LA FORMULA:

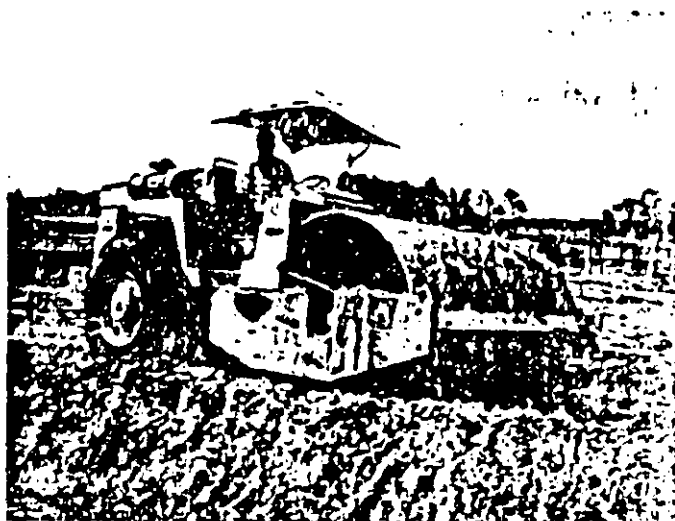
$$\text{COSTO POR UNIDAD DE COMPACTACION} = \frac{\text{COSTO HORARIO EQUIPO}}{\text{RENDIMIENTO HORARIO}}$$

ESTA FORMULA APLICADA A DIFERENTES EQUIPOS, NOS DARA LA OPCION MAS BARATA AL COMPARARLAS.

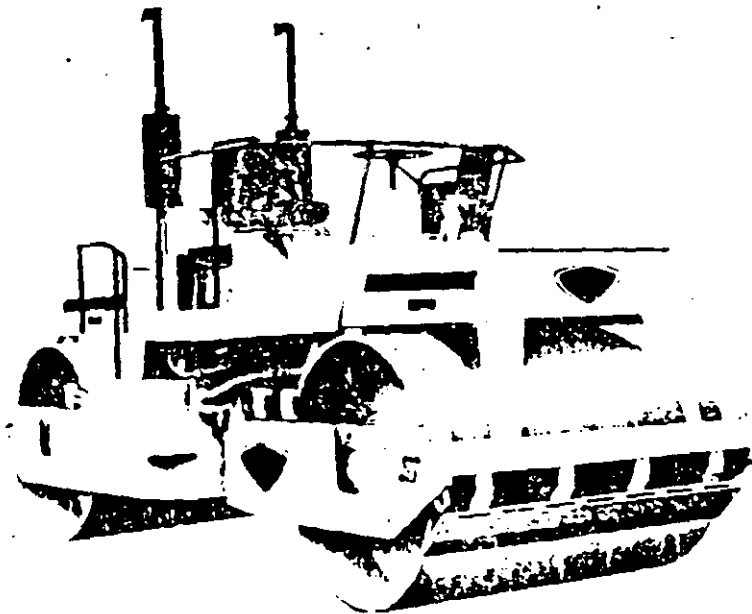
COMO CONCLUSION PODEMOS MENCIONAR QUE LA SELECCION DEL COMPACTADOR DEPENDERA BASICAMENTE DEL TIPO DE SUELO A COMPACTAR, NO OLVIDANDO TOMAR EN CUENTA TODAS LAS VARIABLES QUE PUEDAN INFLUIR EN EL LOGRO DE LOS OBJETIVOS, RECORDANDO QUE LA HUMEDAD ES EL FACTOR MAS IMPORTANTE Y QUE SIEMPRE DEBEREMOS DE HACER TRAMOS DE PRUEBA PARA OPTIMIZAR Y CORREGIR CUALQUIER SUPUESTO TOMADO EN CUENTA EN NUESTROS ANALISIS DE GABINETE DURANTE LA PLANEACION DE LA OBRA.



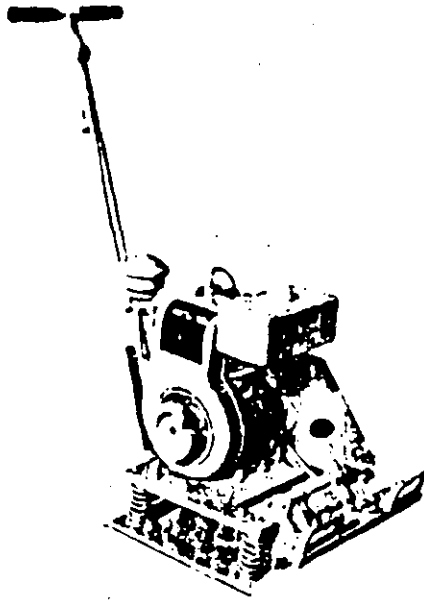
RODILLO DE ALMOHADILLAS VIBRATORIO
AUTOPROPULSADO



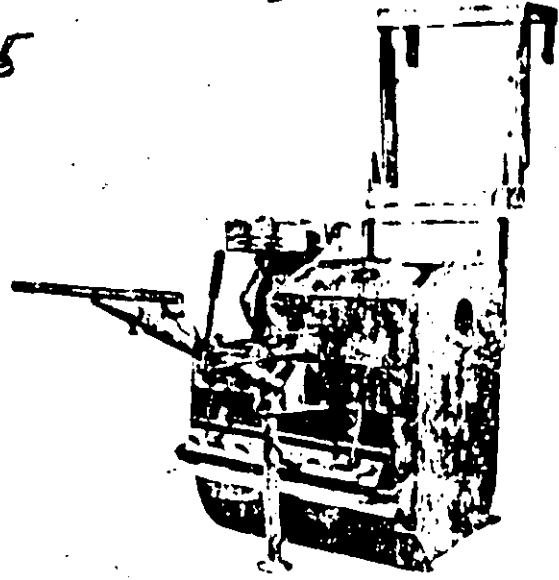
RODILLO LISO VIBRATORIO
AUTOPROPULSADO



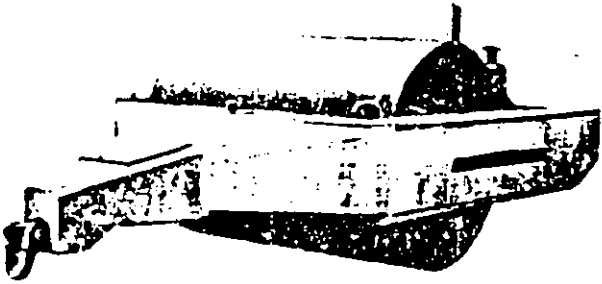
COMPACTADOR TIPO TANDEM DE RODILLOS
LISOS VIBRATORIOS AUTOPROPULSADO.



PLACA VIBRATORIA



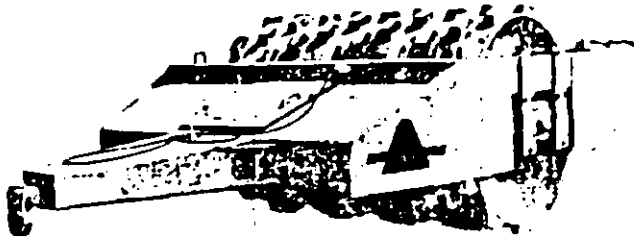
RODILLO VIBRATORIO DE PROPULSION MANUAL



RODILLO LISO VIBRATORIO REMOLCABLE



RODILLO PATA DE CABRA VIBRATORIO REMOLCABLE



RODILLO DE ALMOHADILLAS VIBRATORIO REMOLCABLE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

**14. TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION
DE MEZCLAS ASFALTICAS**

ING. FRANCISCO GARCIA BARRUTIA

AGOSTO - 1992

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

**TRANSPORTE, EXTENDIDO Y COMPACTACION DE MEZCLAS
ASFALTICAS**

ING. FRANCISCO GARCIA BARRUTIA.

AGOSTO DE 1990

1.- INTRODUCCION.

A MEDIDA QUE EL NUMERO DE VEHICULOS Y VOLUMEN DE TRAFICO AUMENTA, LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS TIENEN QUE RESPONDER A EXIGENCIAS DE MAYOR DURABILIDAD Y CUMPLIR CON NORMAS DE CALIDAD CADA VEZ MAS EXTRICTAS.

DENTRO DE ESTE CONTEXTO, POR SUPUESTO, JUEGA UN PAPEL IMPORTANTE EL MANEJO, CONTROL Y COMPACTACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE.

2.- TRANSPORTACION.

LOS CAMIONES SIRVEN EN EL MANEJO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS, SON UNIDADES DE ACARREO QUE DEBIDO A SUS ALTAS VELOCIDADES AL TRANSITAR POR CAMINOS ADECUADOS, SU GRAN CAPACIDAD PROPORCIONA COSTOS DE ACARREO RELATIVAMENTE BAJOS. PROPORCIONAN UN ALTO GRADO DE COMODIDAD, YA QUE EL NUMERO DE UNIDADES DE SERVICIO, PUEDE AUMENTARSE O DISMINUIRSE PARA PERMITIR MODIFICACIONES EN LA CAPACIDAD DEPENDIENDO DEL CICLO.

LOS CAMIONES PUEDEN CLASIFICARSE DE ACUERDO A LOS SIGUIENTES FACTORES:

- 1) TAMAÑO Y TIPO DE MOTOR (GASOLINA, DIESEL, PROPANO, BUTANO).
- 2) NUMERO DE VELOCIDADES O ENGRANES.
- 3) NUMERO DE RUEDAS MOTRICES, DOS-RUEDAS, CUATRO-RUEDAS, SEIS-RUEDAS, ETC.
- 4) NUMERO DE RUEDAS Y EJES, Y ARREGLO DE LAS RUEDAS MOTRICES.

5) METODO DE DESCARGA (TRASERA, LATERAL, DE FONDO, ETC).

6) CLASE DE MATERIAL ACARREADO (TIERRA, ROCA, CARBON, ETC).

7) CAPACIDAD (EN TONELADAS O METROS CUBICOS).

8) METODO DE DESCARGA (HÍDRAULICO, DE CABLES, ETC).



LOS CAMIONES DE VOLTEO SON ADECUADOS PARA EMPLEARSE EN EL ACARREO DE MUCHOS TIPOS Y CLASES DE MATERIALES. LA FORMA DE LA CAJA, ASI COMO LA CANTIDAD DE ANGULOS AGUDOS, ESQUINAS Y EL CONTORNO DE LA PUERTA A TRAVEZ DE LA QUE DEBEN DE FLUIR LOS MATERIALES DURANTE LA DESCARGA, AFECTAN LA FACILIDAD O DIFICULTARAN LA MISMA.

1. VENTAJAS DE LOS CAMIONES PEQUEÑOS EN COMPARACION CON LOS GRANDES:

a) SON FACILES DE MANIOBRAR, LO CUAL PUEDE SER VENTAJOSO EN ACARREOS A CORTA DISTANCIA.

b) TIENEN VELOCIDADES MAS ALTAS.

c) HAY MENOS PERDIDA EN LA PRODUCCION CUANDO UN CAMION DE LA FLOTILLA SE DESCOMPONE.

d) ES MAS FACIL BALANCEAR EL NUMERO DE CAMIONES CON LA PRODUCCION LO CUAL REDUCIRA LOS TIEMPOS PERDIDOS.

e) LA DESCARGA EN EL PAVIMENTADOR ES MAS ADECUADO.

2. DESVENTAJAS DE LOS CAMIONES PEQUEÑOS EN COMPARACION CON LOS GRANDES:

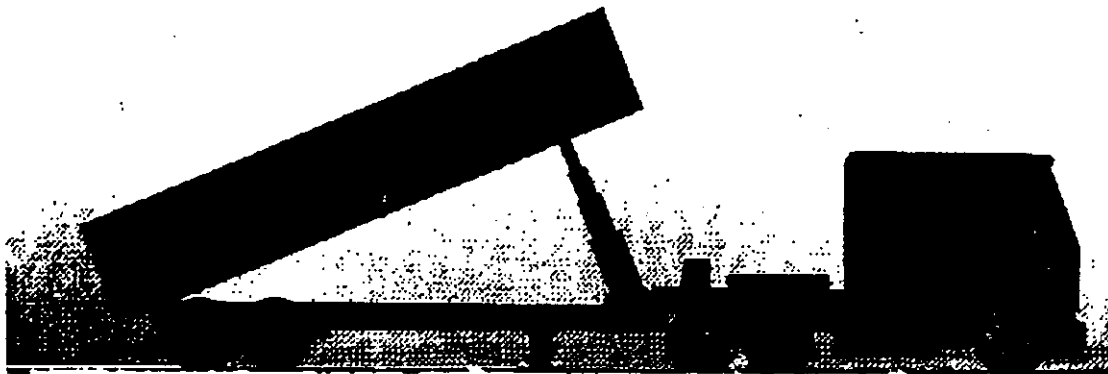
a) ES MAS DIFICIL LA CARGA, DEBIDO AL PEQUEÑO ESPACIO PARA DEPOSITARLA.

b) SE PIERDE MAS TIEMPO TOTAL PARA ESTACIONAR LOS CAMIONES DEBIDO A QUE SE REQUIERE UN MAYOR NUMERO DE ELLOS.

c) SE NECESITAN MAS CHOFERES PARA ACARREAR UNA PRODUCCION DETERMINADA DE MATERIAL.

d) EL MAYOR NUMERO DE CAMIONES REQUERIDO AUMENTA EL PELIGRO DE UN EMBOTELLAMIENTO EN LA PLANTA, A LO LARGO DEL CAMINO DE ACARREO, O EN EL LUGAR DE DESCARGA.

e) EL MAYOR NUMERO DE CAMIONES REQUERIDO PUEDE AUMENTAR LA INVERSION TOTAL EN EQUIPO DE ACARREO, CON MAS GASTOS DE MANTENIMIENTO Y TENIENDO QUE ALMACENAR MAS REFACCIONES Y HACER MAS REPARACIONES.



3. VENTAJAS DE LOS CAMIONES GRANDES EN COMPARACION DE LOS PEQUEÑOS:

- a) SE REQUIEREN MENOS CAMIONES, LO CUAL PUEDE REDUCIR LA INVERSION TOTAL EN UNIDADES DE ACARREO, ASI COMO EL COSTO DE MANTENIMIENTO Y REPARACIONES.
- b) SE NECESITAN MENOS CHOFERES.
- c) EL MENOR NUMERO DE CAMIONES FACILITA LA SINCRONIZACION DEL EQUIPO Y REDUCE EL PELIGRO DE EMBOTELLAMIENTO DE LOS CAMIONES. ESTO ES ESPECIALMENTE CIERTO PARA ACARREOS A GRAN DISTANCIA.
- d) PROPORCIONA MAS ESPACIO PARA CARGARLOS.
- e) REDUCEN LA FRECUENCIA DE ESTACIONAMIENTO DE LOS CAMIONES BAJO LA PLANTA.
- f) HAY MENOS CAMIONES QUE MANTENER Y REPARAR, Y MENOS REFACCIONES QUE ALMACENAR.
- g) LOS MOTORES ORDINARIAMENTE UTILIZAN COMBUSTIBLES MAS BARATOS.

4. DESVENTAJAS DE LOS CAMIONES GRANDES EN COMPARACION CON LOS PEQUEÑOS:

- a) ES MAYOR EL COSTO DEL TIEMPO-CAMION DURANTE LA CARGA, ESPECIALMENTE CUANDO LA CARGA ES PEQUEÑA.
- b) LAS CARGAS MUY PESADAS PUEDEN DAÑAR A LOS CAMIONES DE ACARREO, AUMENTANDO ASI EL COSTO DE MANTENIMIENTO DE LOS MISMOS.
- c) ES MAS DIFICIL DE EQUILIBRAR EL NUMERO DE CAMIONES CON LA PRODUCCION.

d) LAS REFACCIONES PUEDEN SER MAS PROBLEMATICAS DE CONSEGUIR.

e) A LOS CAMIONES GRANDES PUEDE NO PERMITIRSELES TRANSITAR POR CALLES O CARRETERAS.

f) LA DESCARGA EN EL PAVIMENTADOR ES MUY DIFICIL DE LOGRAR, OCASIONANDO MUCHAS VECES PROBLEMAS.

LOS FACTORES QUE INFLUYEN EN LA DURACION DEL CICLO DE TRANSPORTACION, SE PRESENTAN BASICAMENTE EN LA PLANTA DE ASFALTO (TIEMPO DE CARGA), EN EL RECORRIDO (TIEMPO DE IDA Y VUELTA) Y EN EL LUGAR DE COLOCACION (TIEMPO DE DESCARGA), Y SON:

A) TIEMPO DE CARGA:

1. PRODUCCION HORARIA PLANTA DE ASFALTO.

2. CAPACIDAD DEL TRANSPORTE.

EXISTEN OTROS FACTORES QUE PUDIERAN INTERVENIR EN EL TIEMPO DE CARGA (FALLAS, FALTA DE MATERIALES, ETC.), PERO ESTO PARA UN ESTUDIO NO DEBE INFLUIR Y SE DEBE CONSIDERAR LA CARGA CONSTANTE.

HAY CASOS ESPECIALES COMO SON EL CONTAR CON SILOS DE ALMACENAMIENTO O ALMACENES DE MEZCLA EN LOS QUE PARA CUANTIFICAR EL TIEMPO DE CARGA, YA NO SE TOMARIA EN CUENTA LA PRODUCCION DE LA PLANTA, SINO LA CAPACIDAD DE CARGA IN SITU.

B) RECORRIDO DE LA PLANTA AL LUGAR DE COLOCACION:

1. TIPO Y ESTADO DEL CAMINO O RESISTENCIA AL RODAMIENTO.

2. PENDIENTE DEL CAMINO.

3. VELOCIDAD MAXIMA PERMITIDA.

4.CANTIDAD DE TRAFICO.

5.INTERFERENCIAS (CRUCES DE VIAS, TOPES, SEMAFOROS, ETC.)

6.ARRANQUES Y CAMBIOS DE VELOCIDAD.

7.ALTURA SOBRE EL NIVEL DEL MAR.

C)TIEMPO DE DESCARGA:

1.ACOMODOS DEL CAMION.

2.PRODUCCION HORARIA DEL PAVIMENTADOR.

3.TIEMPO DE ESPERA (CAMBIO DE FRANJA, ATRASOS EN OTRAS UNIDADES, ETC.).

D)REGRESO VACIO DEL LUGAR DE COLOCACION A LA PLANTA:

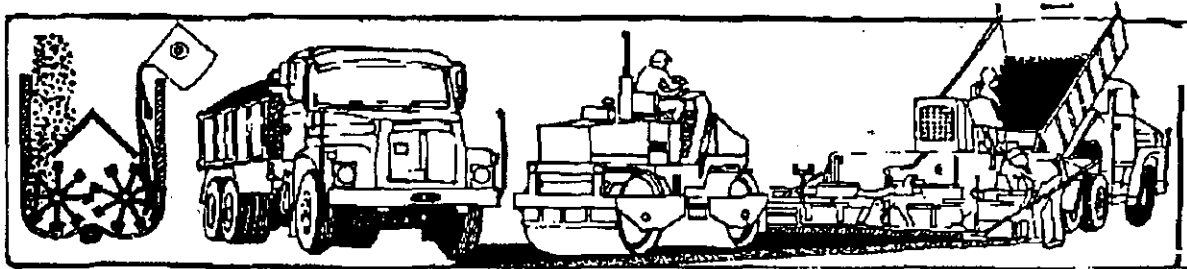
DENTRO DE ESTA PARTE DEL CICLO, SE PUEDEN PRESENTAR LOS MISMOS FACTORES QUE EN EL PUNTO B.

UNA VEZ TOMADOS ESTOS FACTORES EN CUENTA Y HABIENDO CALCULADO LOS TIEMPOS QUE INTERVIENEN EN EL CICLO, ESTAREMOS EN POSIBILIDADES DE DETERMINAR EL NUMERO DE CAMIONES QUE VAMOS A EMPLEAR.

DEBEMOS DE ESTAR CONCIENTES QUE NO OBSTANTE HABER TOMADO MUCHOS FACTORES EN CUENTA, DURANTE LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS TENDREMOS VARIACIONES SIGNIFICATIVAS QUE AFECTARAN LA PRODUCCION, CAUSANDO ATRASOS Y PERDIDAS DE EFICIENCIA NO CONTEMPLADOS EN NUESTRO ESTUDIO.

PARA EVITAR AL MAXIMO LO ANTERIOR, EL OBJETIVO DEBERA SER MINIMIZAR LOS PROBLEMAS, MEDIANTE LA ATENCION DIARIA APLICANDO DE INMEDIATO LAS MEDIDAS CORRECTIVAS.

PODEMOS CONCLUIR QUE LO IDEAL ES MANTENER UN EQUILIBRIO ENTRE LA CAPACIDAD REAL DE LA PLANTA DE MEZCLAS ASFALTICAS, DE LA PAVIMENTADORA Y EL NUMERO DE CAMIONES.

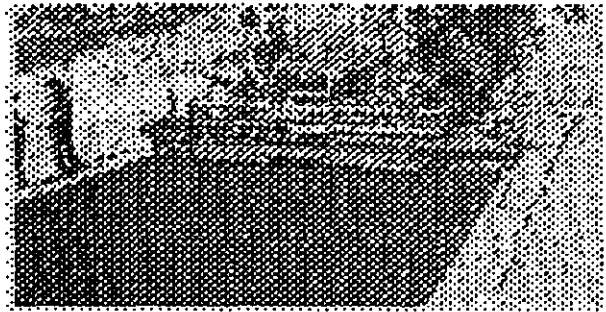
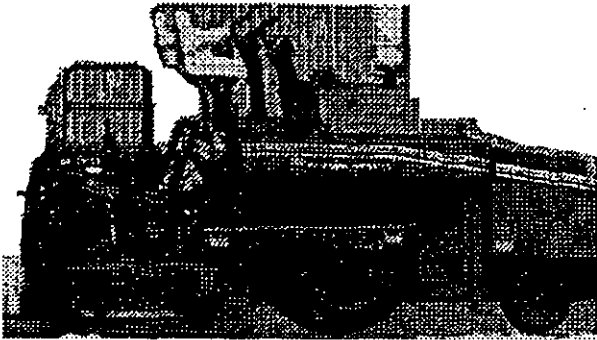


ALGUNAS RECOMENDACIONES IMPORTANTES PARA LA OPERACION:

1. PARA EVITAR QUE LA MEZCLA ASFALTICA SE PEGUE EN LA CAJA DEL CAMION, ES CONVENIENTE APLICARLE DIESEL A LA MISMA EN POSICION DE DESCARGA PARA QUE ESCURRA EL EXCEDENTE Y NO AFECTE LA CALIDAD DE LA MEZCLA.
2. TODO CAMION DEBERA TENER UNA LONA PARA PODER CUBRIR LA MEZCLA Y EVITAR QUE AGENTES EXTERNOS COMO LA LLUVIA Y EL VIENTO, EN TRAYECTOS MAS O MENOS LARGOS, OCASIONEN PERDIDAS DE TEMPERATURA DE LA MISMA.
3. LOS CAMIONES DEBERAN ESTAR EN PERFECTAS CONDICIONES, YA QUE POR EL ALTO COSTO DE LA MEZCLA, CUALQUIER FALLA OCASIONARIA PERDIDAS IMPORTANTES.
4. LOS CHOFERES DE LAS UNIDADES DE TRANSPORTE, DEBERAN PRACTICAR SUS MOVIMIENTOS DE REVERSA POR LO MENOS DOS O TRES DIAS ANTES DE ALIMENTAR EL PAVIMENTADOR.

3.- COLOCACION DE LA MEZCLA ASFALTICA:

LA COLOCACION O TENDIDO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE, SE LLEVAN A CABO TRADICIONALMENTE CON MAQUINAS PAVIMENTADORAS.



FUNCIONAMIENTO DE LA MAQUINA PAVIMENTADORA DE ASFALTO.

AL IGUAL QUE SUS PROTOTIPOS DE LA DECADA DE LOS AÑOS 30, LA MODERNA MAQUINA DE ESPARCIDO Y ACABADO DE ASFALTO ES BASICAMENTE UN TRACTOR QUE TRANSPORTA LOS MATERIALES DE PAVIMENTACION ASFALTICA DESDE UNA TOLVA RECEPTORA A TRAVES DE ALIMENTADORES DE LISTONES Y TRANSPORTADORES DE TORNILLO SIN FIN, A TRAVES DE LA PARTE DELANTERA DE UNA MAESTRA ENRASADORA FLOTANTE, AUTONIVELADORA QUE VA REMOLCADA.

LA MAQUINA REALIZA TRES FUNCIONES PRINCIPALES, CADA UNA DE LAS CUALES ES CRITICA PARA EL RENDIMIENTO TOTAL DE PAVIMENTACION:

1. MANIPULACION DE MATERIAL.- EL MATERIAL DEPOSITADO EN LA TOLVA ES DESPLAZADO POR LOS ALIMENTADORES DE LISTONES Y LOS TORNILLOS SINFIN A SU POSICION PARA SER ALLANADO POR LA MAESTRA ENRASADORA.

2. TENDIDO DE LA CAPA DE RODAMIENTO.- EL ESPESOR Y LISURA DE LA CAPA DE MATERIAL SON ESTABLECIDOS POR LA MAESTRA ENRASADORA A MEDIDA QUE ESTE COMPONENTE FLOTANTE Y AUTONIVELADOR GOLPEA Y APISONA LA MEZCLA.

3. MOVIMIENTO HACIA ADELANTE.- AL SER AUTOPROPULSADA, LA UNIDAD TRACTORA CONTROLA LA VELOCIDAD DE PAVIMENTACION.

LA CALIDAD DEL PAVIMENTO COMPLETADO DEPENDE DE LA SUPLEMENTACION Y EQUILIBRADO DE ESTAS TRES FUNCIONES INTER-RELACIONADAS.

POR EJEMPLO, LA FUNCION DE NIVELACION Y COMPACTACION DE LA MAESTRA ENRASADORA, PROPORCIONA UNOS RESULTADOS OPTIMOS CUANDO:

1. NO VARIA LA VELOCIDAD HACIA ADELANTE DE LA MAQUINA.
2. EL SUMINISTRO DE MATERIAL A LA TOLVA RECEPTORA ES ADECUADO Y CONSTANTE.
3. LA DISTRIBUCION DEL MATERIAL ATRAVES DE LA PARTE DELANTERA DE LA MAESTRA ENRASADORA ES UNIFORME Y SE EFECTUA A UN NIVEL CONSTANTE.
4. LOS FACTORES VARIABLES QUE AFECTAN LA NIVELACION DE LA MAESTRA ENRASADORA, SE MANTIENEN BAJO CONTROL.
5. LAS FUERZAS DE COMPACTACION EN LA MAESTRA ENRASADORA SE MANTIENEN A UN NIVEL CONSTANTE.

LA OPERACION DE EXTENDIDO PROPIAMENTE SE INICIA CON LA COLOCACION EN SU LUGAR DE LA EXTENDEDORA SOBRE TACONES DE MADERA, DE ALTURA IGUAL AL ESPESOR SUELTO QUE SE VA A EXTENDER; SE COLOCA LA PLANCHA MAESTRA Y SE AJUSTAN LOS CONTROLES PARA QUE SE MANTENGA ESE NIVEL. AL AVANZAR LA MAQUINA SE REVISA EL ESPESOR MEDIANTE UN ESCANTILLON. ESTA REVISION SE HACE CONTINUAMENTE PARA MODIFICAR LA POSICION DE LA PLANCHA, SI ACASO EL ESPESOR ES MAYOR O MENOR QUE EL DESEADO. SIN EMBARGO, SE DEBE CONSIDERAR QUE AL GIRAR EL CONTROL PARA CORREGIR EL ESPESOR, EL RESULTADO SE LOGRA AL HABER AVANZADO LA PLANCHA DE 20 A 30 METROS. ESTOS CONTROLES SOLAMENTE LOS DEBE MOVER O MANDAR EL SOBRESTANTE O CABO DEL EXTENDIDO, PUES LA UNIFORMIDAD DE LA

SUPERFICIE TERMINADA ES AFECTADA, COMO YA SE DIJO, POR EL ABUSO DEL AJUSTE CONTINUO DE LOS CONTROLES.

DESDE HACE ALGUNOS AÑOS SE EMPLEAN SISTEMAS ELECTRICOS O ELECTRONICOS PARA CONSERVAR O MANTENER LA PLANCHA MAESTRA EN UN NIVEL DE RASANTE DETERMINADO. SU EMPLEO OFRECE MUCHAS VENTAJAS EN CUANTO A LA UNIFORMIDAD DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO. SIN EMBARGO, SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA QUE ESTE SISTEMA, AL MANTENER EL NIVEL FIJO, OBLIGA A EMPLEAR MAYOR CANTIDAD DE MEZCLA , DEPENDIENDO DE LA UNIFORMIDAD DE LA SUPERFICIE DE LA BASE SOBRE LA QUE SE ESTA EXTENDIENDO. ESTO SE DEBE A QUE, POR LO GENERAL, SE SOLICITA UN ESPESOR MINIMO Y AL RESPETARSE ESTE, LA EXTENDEDORA LLENA LAS DEPRESIONES QUE EXISTAN EN LA BASE. PARA LA CUANTIFICACION DE LA CANTIDAD DE MEZCLA QUE SE EMPLEO EN UN TRABAJO, LO MEJOR ES LLEVAR LA CUENTA DEL NUMERO DE BACHAS EN EL CASO DE PLANTAS DE PRODUCCION DISCONTINUA, O PESAR LOS CAMIONES EN EL CASO DE PLANTAS CONTINUAS, PARA QUE, CONOCIENDO EL PESO TOTAL DE LA MEZCLA EMPLEADA SEA FACIL SU CONVERSION A UNIDADES DE VOLUMEN PARA SU PAGO.

LA CALIDAD DE UN TRABAJO, EN QUE SE EMPLEO CARPETA DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN PLANTA, LA CALIFICA EL USUARIO; LO HACE POR LA FRECUENCIA CON QUE SE SIENTE O ESCUCHA GOLPES DE LAS LLANTAS DE SU COCHE CON CADA BORDE TRANSVERSAL. ESTOS BORDES (QUE PUEDEN ESTAR DENTRO DE TOLERANCIA) SE PUEDEN Y DEBEN EVITAR, PARA HACERLO, SE DEBEN ELIMINAR INTERRUPCIONES EN LA LLEGADA DE LOS CAMIONES, PUES LA ESPERA DE LA EXTENDEDORA ENFRIA LA MEZCLA QUE QUEDA BAJO SU PLANCHA MAESTRA, OBSTRUYENDO LA UNIFORMIDAD DEL EXTENDIDO. ADEMAS, COMO YA VIMOS, TAMPOCO SE DEBEN DE PONER CAMIONES EN EXCESO; POR LO QUE, LO MEJOR ES TRABAJAR LA EXTENDEDORA A UNA VELOCIDAD LIGERAMENTE MAYOR QUE LA CAPACIDAD DE LA PLANTA CONVERTIDA EN METROS/MINUTO.

POR EJEMPLO, UNA PLANTA DE 90 TONELADAS/HORA DE CAPACIDAD, ESTABLECERIA LA VELOCIDAD DE LA EXTENDEDORA; SUPONIENDO 5 CM. DE

ESPEJOR, 3.60 M. DE ANCHURA DE EXTENDIDO Y EL PESO DE LA MEZCLA DE 2.3 TON/M3. EL PESO DE UN METRO LINEA DE CARPETA ES:

$$3.60 \text{ m.} \times 0.05 \text{ m.} \times 1.0 \text{ ml.} \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = 0.414 \text{ Ton/ml}$$

LA PLANTA PRODUCE 1.5 TON/MINUTO

LA VELOCIDAD DE EXTENDIDO DEBERA SER MAYOR DE:

$$V_{\text{ext.}} = (1.5 \text{ TON/MINUTO}) / (0.414 \text{ TON/ML}) = 3.6 \text{ M/MIN}$$

ESTA VELOCIDAD PERMITIRA A LA EXTENDEDORA, TRABAJAR CONTINUAMENTE Y EVITAR LOS BORDILLOS.

RECOMENDACIONES DURANTE EL TENDIDO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS CON DESCARGA DIRECTA AL PAVIMENTADOR:

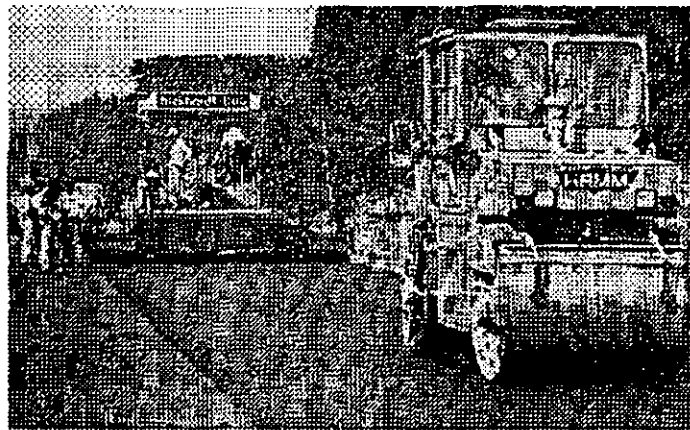
1. EL CHECADOR DEBE SER PERSONAL CON EXPERIENCIA Y LOS CHOFERES DEBEN DE SER CAPACITADOS.
2. EL CAMION DEBE DETENERSE ANTES DE TOCAR AL PAVIMENTADOR.
3. EL PAVIMENTADOR AL AVANZAR, HACE CONTACTO CON LAS LLANTAS DEL CAMION.
4. A UNA SEÑAL DEL CHECADOR, EL CHOFER DEBE LEVANTAR LA CAJA A LA ALTURA QUE LE SEÑALEN.
5. LA TRANSMISION DEL CAMION DEBE ESTAR EN NEUTRAL Y EL PIE DEL CHOFER OPRIMIENDO MUY LIGERAMENTE EL FRENO PARA EVITAR QUE SE SEPAREN LAS LLANTAS DE LOS RODILLOS EMPUJADORES; EL PAVIMENTADOR SIEMPRE EMPUJARA AL CAMION.

6. SOLAMENTE EN CASOS DE PENDIENTES FUERTES EN QUE EL PAVIMENTADOR NECESITE AYUDA, EL CAMION AVANZARA CUIDADOSAMENTE CON SU MISMA TRACCION.

7. TERMINADA LA DESCARGA, A UNA SEÑAL DEL CHECADOR, DEBE RETIRARSE INMEDIATAMENTE EL CAMION.

8. LLEVAR EL REGISTRO DE TEMPERATURAS A QUE LLEGA LA MEZCLA, REVISANDO QUE ESTE DENTRO DE LOS LIMITES ESPECIFICADOS.

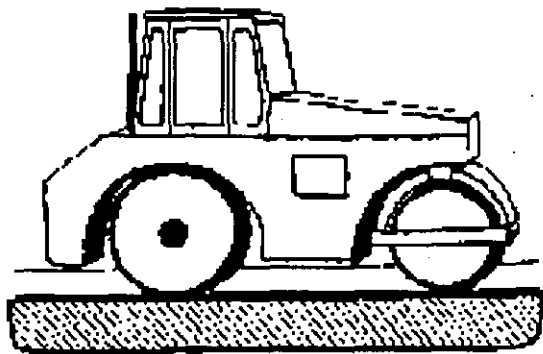
PARA SELECCIONAR EL EQUIPO DE EXTENDIDO, ES IMPORTANTE MENCIONAR QUE ESTOS ESTAN SOBRADOS EN GENERAL Y QUE ESTAN LIMITADOS POR LA PRODUCCION DE LAS PLANTAS DE MEZCLAS ASFALTICAS. LOS DIFERENTES FABRICANTES OFRECEN TAMBIEN PRODUCTOS MUY SIMILARES Y LO QUE SE DEBE TOMAR EN CUENTA SERA LA FACILIDAD DE OBTENCION DE REFACCIONES Y SERVICIO.



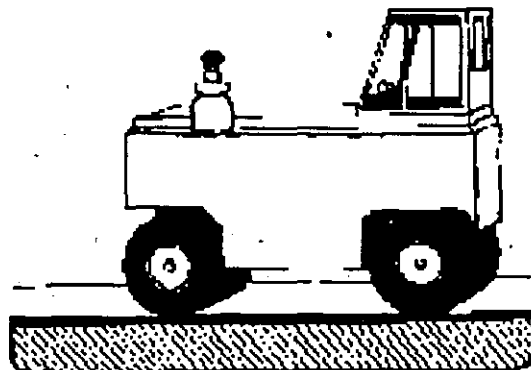
OTRA OPCION A SELECCIONAR SERA CON QUE TIPO DE TRACCION (ORUGAS O LLANTAS) SE PREFERE.

4.- COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS.

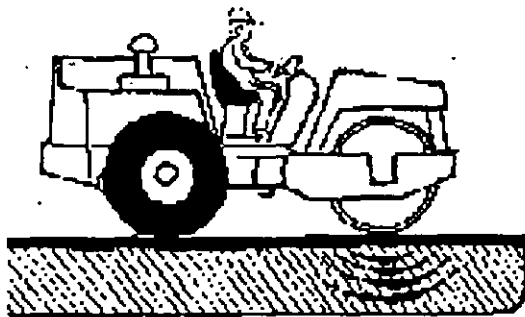
LOS EQUIPOS COMUNMENTE USADOS PARA COMPACTAR MEZCLAS ASFALTICAS SON RODILLOS LISOS, COMPACTADORES NEUMATICOS Y RODILLOS VIBRATORIOS.



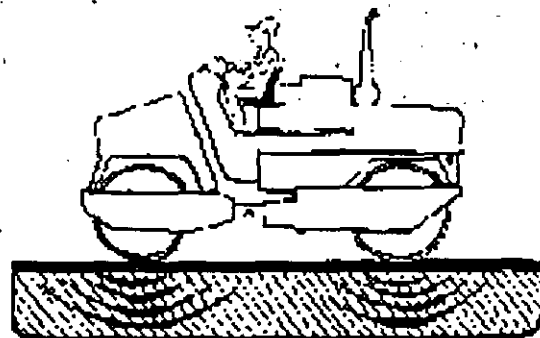
RODILLO ESTATICO DE TAMBOR LISO



COMPACTADOR NEUMATICO



RODILLO VIBRATORIO



RODILLO VIBRATORIO TANDEM

A CONTINUACION VAMOS A COMENTAR LOS METODOS DE COMPACTACION O PLANCHADO:

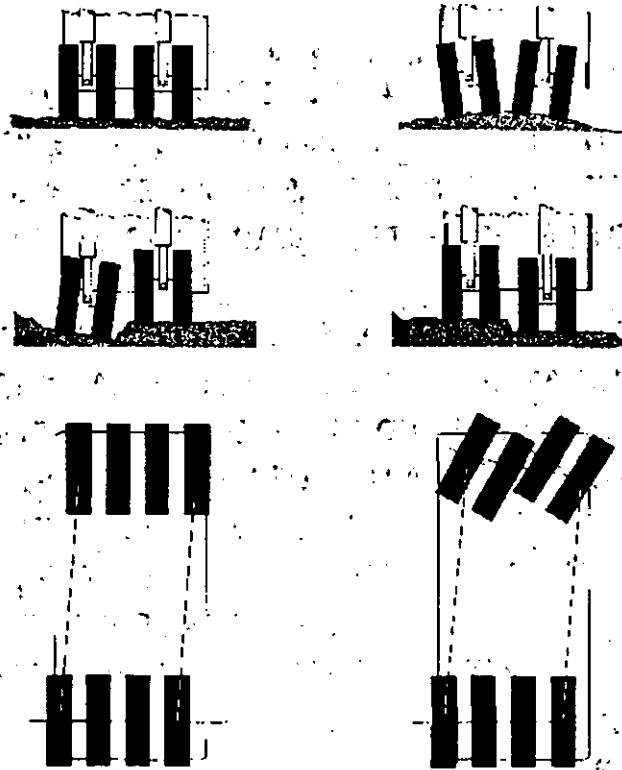
LAS PRIMERAS MEZCLAS ASFALTICAS SE COMPACTABAN USANDO APLANADORAS DE 3 RUEDAS Y "TANDEMS" Y PASANDO SOBRE CARPETAS DELGADAS. LAS PRIMERAS PASADAS SE HACIAN CON LAS PLANCHAS "TANDEM" LIGERAS, CON LA MEZCLA A TEMPERATURAS ABAJO DE 200° F (93° C). EL CERRADO O ACABADO SE HACIA CON LA PLANCHA DE TRES RUEDAS (TRICICLO).

DESPUES, SE INTRODUJO EL RODILLO DE LLANTAS NEUMATICAS, PRIMERO CON LLANTAS DE PRESION FIJA Y LUEGO CON EL SISTEMA "AIR-ON-THE-RUN" (INFLADO EN TRANSITO) PARA COMPACTAR MEZCLAS ASFALTICAS. ESTE FUE UN GRAN SALTO QUE HIZO LA COMPACTACION DE CARPETAS MAS GRUESAS.

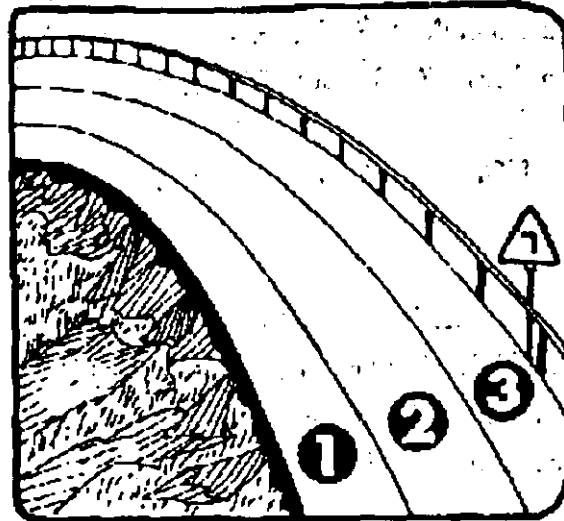
PRECISAMENTE ATRAS DE LA PAVIMENTADORA CUANDO LA TEMPERATURA DE LA MEZCLA AUN ESTA ALTA (COMO A 300° F ó 150° C).

EL SELLADO O ACABADO GENERALMENTE SE HACE CON APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS LISAS PRINCIPALMENTE PORQUE EL OPERADOR NO SABE CONTROLAR ESTE PROCESO CON RODILLOS NEUMATICOS.

LAS PRIMERAS PASADAS, CON EL MATERIAL AUN FLOJO, TIENDEN A FORMAR PELDAÑOS AL COMPACTAR. POR ESO LA IMPORTANCIA DEL TAMAÑO DE LA LLANTA. ENTRE MAS GRANDE LA LLANTA, MENOR EL PELDAÑO O ANGULO DE PENDIENTE. CON MEZCLAS ASFALTICAS, LAS APLANADORAS DE RUEDAS METALICAS FORMAN UNA ONDA QUE SE MUEVE ADELANTE DE LOS TAMBORES DURANTE LAS PRIMERAS PASADAS. ESTA ONDA AUMENTA MAS Y MAS HASTA PERDER SU RESISTENCIA Y ENTONCES CEDE Y EL RODILLO PASA SOBRE ELLA. ESTA ES LA CAUSA PRINCIPAL DE QUE LOS PAVIMENTOS SE ONDULEN O SE ENRICEN.



EXTIENDE LA CARPETA DEL OTRO LADO, LUEGO LE DAMOS DOS PASADAS LIGERAS A LA JUNTA TRASLAPANDO 3-4" DE LA NUEVA MEZCLA. AL MISMO TIEMPO COMENZAMOS EL PLANCHADO DE LAS CARPETAS, DE LAS ORILLAS HACIA EL CENTRO, O BIEN DE LA PARTE MAS BAJA HACIA ARRIBA (COMO EN EL CASO DE LA SOBREELEVACION EN LAS CURVAS)



2) PODEMOS DISTINGUIR TRES FASES EN EL PLANCHADO CON LLANTAS NEUMATICAS:

a) FASE INICIAL: COMENZAMOS CON EL COMPACTADOR DE LLANTAS NEUMATICAS DETRAS DEL PAVIMENTADOR, CON LA TEMPERATURA LO MAS ALTA POSIBLE, PARA PODER TENER TODAS LAS VENTAJAS DE UNA BAJA RESISTENCIA A LA COMPACTACION. LA PRESION EN LAS LLANTAS NEUMATICAS DEBERA SER LA MAS BAJA, TAMBIEN EL NUMERO DE PASADAS Y LA VELOCIDAD, DEPENDIENDO DEL TIPO DE MEZCLA, TEMPERATURA, ESPESOR DE LA CARPETA, PESO DEL COMPACTADOR, ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO, ETC.

NORMALMENTE LE DAREMOS DE 2 A 4 PASADAS EN 1a O 2a VELOCIDAD (2 A 3 KM/HR).

DEBEMOS TENER CUIDADO DE QUE SOBRE LAS ORILLAS DE LAS CARPETAS DEBEMOS DEJAR SOBRESALIR LA MITAD DE UNA LLANTA CON OBJETO DE COMPACTAR HORIZONTALMENTE HACIA DENTRO, Y

RETENIENDO LA ORILLA (MUY RARA VEZ SE HACE ESTO, YA QUE SIEMPRE HAY UN PELDAÑO ENTRE LA CAPA ASFALTICA Y EL ACOTAMIENTO DEL TERRAPLEN Y EL OPERADOR PIENSA QUE PUEDE VOLTEAR LA MAQUINA).

b)FASE INTERMEDIA: CON EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA FASE INICIAL, PODREMOS AUMENTAR LA PRESION DE CONTACTO DE LAS LLANTAS INFLANDOLAS A UNA PRESION QUE NUEVAMENTE DEPENDERA DE LA TEMPERATURA Y TIPO DE LA MEZCLA, ESPESOR DE LA CARPETA, CONDICIONES CLIMATOLOGICAS, EQUIPO, ETC. ESTOS FACTORES INCLUIRAN EN EL NUMERO DE PASADAS Y LAS VELOCIDADES DE LA MAQUINA. EN ESTA FASE DEBEMOS DARLE AL MATERIAL DE CARPETA UN COEFICIENTE EXTRA DE SEGURIDAD PARA EL TRAFICO QUE VA A SOPORTAR.

c)FASE FINAL: NUEVAMENTE AUMENTAMOS LA PRESION DE LAS LLANTAS HACIENDO UN NUMERO DE PASADAS A UNA VELOCIDAD QUE DEPENDERA DEL TIPO DE LA MEZCLA, PESO DEL RODILLO, ETC. EL MINIMO DE PASADAS SERA DE 4 Y LA VELOCIDAD SERA DE 7 A 8 KM/HR.

COMPACTACION CON RODILLOS VIBRATORIOS:

LA ULTIMA MEJORA EN EL PLANCHADO DE MEZCLAS ASFALTICAS HA SIDO LA INTRODUCCION DE RODILLOS VIBRATORIOS. LA COMPACTACION O PLANCHADO DE CARPETAS ASFALTICAS CON RODILLOS VIBRATORIOS. LA COMPACTACION O PLANCHADO DE CARPETAS ASFALTICAS CON RODILLOS VIBRATORIOS SE LOGRA MAS RAPIDO QUE EN TERRACERIAS PORQUE SE NECESITA MENOS SOPORTE DE CARGA. TAMBIEN DEBEMOS USAR ALTAS FRECUENCIAS Y BAJA AMPLITUD CON OBJETO DE OBTENER MEJORES RESULTADOS EN EL PLANCHADO Y ACABADO. HAY QUE ARMAR LAS MEZCLAS A SUS TEMPERATURAS MAS ALTAS PARA APROVECHAR LA BAJA RESISTENCIA DE COMPACTACION Y CONSEQUENTEMENTE MENOS PASADAS SERAN NECESARIAS. ES DE SUMA IMPORTANCIA QUE LA PRIMERA PASADA SE HAGA CON EL MECANISMO VIBRATORIO DESCONECTADO DE OTRA FORMA, TENDREMOS UNA ONDA ADELANTE DEL TAMBOR, ELIMINANDO LA SUPERFICIE LISA QUE NECESITAMOS.

LA COMPACTACION CON RODILLOS VIBRATORIOS ES MUY EFECTIVA, ESTOS EQUIPOS SON CAPACES DE PLANCHAR CARPETAS ASFALTICAS DE GRAN ESPESOR, HASTA 25 CMS. EN MENOS PASADAS, QUE LOS RODILLOS DE LLANTAS NEUMATICAS, OBTENIENDOSE ALTAS PRODUCCIONES. EL ACABADO ES PERFECTO POR EL ("BRIDGE-EFFECT") DEL TAMBOR VIBRATORIO.

USO DE LOS DIFERENTES COMPACTADORES:

1. APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS: SE USAN EN MACADAM (CON AGUA O CEMENTO ASFALTICO), CONCRETO ASFALTICO Y SELLO. ES BIEN CONOCIDO SU USO.
2. RODILLOS DE LLANTAS NEUMATICAS: ES UN EQUIPO MUY VERSATIL PARA COMPACTAR TODOS LOS TIPOS DE MATERIALES: TERRACERIAS Y PAVIMENTOS ASFALTICOS.
3. RODILLOS VIBRATORIOS: SE USAN EN LA MISMA FORMA QUE LAS APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS, SOLO QUE SE OBTIENEN ALTAS PRODUCCIONES POR SU ALTA ENERGIA DE COMPACTACION QUE DESARROLLA. LA ULTIMA PALABRA EN COMPACTACION DE MEZCLAS ASFALTICAS POR EL MOMENTO.

VENTAJAS:

- 1) APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS: FACILES DE MANTENER Y OPERAR, DEJAN BUEN ACABADO Y SU COSTO INICIAL ES BAJO.
- 2) RODILLOS DE LLANTAS NEUMATICAS: LAS LLANTAS ORIENTAN A LOS AGREGADOS MANTENIENDO SU LARGO EN PARALELO CON EL RODADO DEL TRANSITO. POR ESO SE AUMENTA LA RESITENCIA A LA ABRASION DEL MATERIAL. ESTOS RODILLOS TIENEN UNA RELACION DE COMPACTACION MAS RAPIDA. POR SU SISTEMA DE "AIR-ON-THE-RUN" PUDE HACER EL TRABAJO DE VARIAS APLANADORAS.

3) RODILLOS VIBRATORIOS: ALTA PRODUCCION POR SU HABILIDAD DE TRANSMITIR ENERGIA EN MEZCLAS ASFALTICAS DE GRAN ESPESOR. DEJA EXCELENTES ACABADOS. EN POCAS PASADAS SE OBTIENEN LAS ALTAS DENSIDADES REQUERIDAS.

DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES COMPACTADORES:

1) APLANADORAS DE TAMBORES METALICOS: NECESITA SUPERFICIES LIGERAMENTE REGULARES POR EL EFECTO DE PUENTE DEL AREA DE CONTACTO; PRODUCE PEQUEÑAS QUEBRADURAS EN EL PAVIMENTO, FRACTURA LOS AGREGADOS ATRAVES DE SU ALTA PRESION EJERCIDA, DE AHI QUE CAMBIE LA DISTRIBUCION GRANUMETRICA DEL PROYECTO Y DEJA BORDOS EN LA SUPERFICIE.

2) RODILLOS DE LLANTAS NEUMATICAS: ALTO COSTO INICIAL. SU BUEN FUNCIONAMIENTO DEPENDE DEL OPERADOR.

3) RODILLOS VIBRATORIOS: ALTO COSTO INICIAL Y SU BUEN FUNCIONAMIENTO DEPENDE DEL OPERADOR.

RENDIMIENTO DE LOS COMPACTADORES:

PARA DESCRIBIR EL RENDIMIENTO DE LOS EQUIPOS DE COMPACTACION, DEBEMOS CONSIDERAR:

$$\text{REND.} = A \times V \times E / N \quad \text{UNIDADES}$$
$$\text{REND} = \text{M}^3/\text{HR.}$$
$$A = \text{M.L.}$$
$$V = \text{KM/HR.}$$
$$E = \text{CMS.}$$

A = ANCHO DE FRANJA COMPACTADA POR LA MAQUINA.

V = PROMEDIO DE VELOCIDAD DE OPERACION.

E = ESPESOR DE LA CAPA DE MEZCLA A COMPACTAR.

AL RENDIMIENTO HABRA QUE CONSIDERARLE UN FACTOR DE EFICIENCIA (K), EL CUAL DEBE DE CONSIDERAR TRASLAPES DE PASADAS, TIEMPOS PERDIDOS EN VUELTAS, CAMBIOS DE VELOCIDAD, CALIDAD DEL OPERADOR, RESISTENCIA AL RODAMIENTO, ETC.

ESTE FACTOR VARIA ENTRE UN 65 A 75%, ASIMISMO SE DEBE APLICAR UN FACTOR DE CONVERSION AL SISTEMA METRICO DE 10, QUEDANDO FINALMENTE LA FORMULA:

$$\text{REND} = (A \times V \times E \times 10 / N)K$$

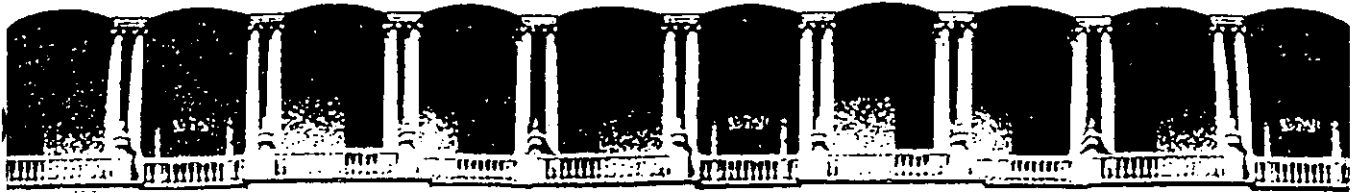
UNA VEZ OBTENIDO EL RENDIMIENTO DE LOS EQUIPOS DE COMPACTACION Y CONOCIDO EL COSTO HORARIO DE LOS MISMOS, ESTAREMOS EN POSIBILIDAD DE CONOCER EL COSTO DE LA COMPACTACION APLICANDO LA FORMULA.

$$\text{COSTO POR UNIDAD DE COMPACTACION} = \frac{\text{COSTO HORARIO EQUIPO}}{\text{RENDIMIENTO HORARIO}}$$

ESTA FORMULA APLICADA PARA LOS GRUPOS DE COMPACTADORES, NOS PERMITIRA CONOCER LA OPCION MAS ECONOMICA.

COMO CONCLUSION, MENCIONARE QUE LA SELECCION DE LOS EQUIPOS TANTO DE TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE, ESTAN INTIMAMENTE LIGADOS Y QUE PARA MAXIMIZAR LOS RESULTADOS DEBE SER EFICIENTE EL CONJUNTO.

DENTRO DE ESTE PROCESO, JUEGA UN PAPEL MUY IMPORTANTE LA COMPOSICION DE LA MEZCLA ASFALTICA Y PARTICULARMENTE LA TEMPERATURA DE LA MISMA, PUNTO CLAVE PARA LOGRAR EL OBJETIVO FINAL QUE ES OBTENER UNA SUPERFICIE TERSA, DE ALTA CALIDAD Y AL MENOR COSTO.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

15. CONTROL DE CALIDAD

AUTOR:

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

EXPOSITOR:

ING. GABRIEL GUTIERREZ ROCHA

AGOSTO - 1992

CONTROL DE CALIDAD.

I.- INTRODUCCION

Evidentemente, las normas más acuciosas de proyecto y de construcción más ambiciosa y costosa no bastan para garantizar la existencia de una obra de ingeniería útil, económica y duradera. Entre el proyecto y la obra o entre la construcción y la obra existen todo un conjunto de pasos y criterios que será preciso garantizar para llegar a un buen resultado. Un criterio simplista podría expresar este nexo como la simple necesidad de hacer las cosas "bien", pero, naturalmente, esto no basta. Un conjunto de cosas bien hechas, cada una bien concebida individualmente y bien ejecutada puede llevar a un proceso inconveniente.

Una vía terrestre exitosa es un balance de un número muy grande de acciones previas. No basta que cada una esté "bien hecha" para garantizar el conjunto; por el contrario, en muchos casos el éxito sonríe a procesos en que positivamente se han descuidado muchos eslabones, pero se han cuidado otros en que residía lo esencial. La concatenación de los eslabones es lo que ha de ser comprendido a fondo; en el conocimiento realista de lo que cada uno representa e influye parece descansar la base del éxito del control.

Controlar idealmente cada paso conduce a un perfeccionismo rígido, incompatible con las realidades de la construcción pesada. Definir los puntos vitales y ejercer en ellos una vigilancia razonable y científica, ese parece ser el secreto de un control exitoso.

El grado de perfección o cuidado con que se ejecute cada acción podrá y deberá ser diferente; en algunas, casi se admitirá el descuido o la improvisación, con tal de obtener en otras la plena garantía de una calidad que conduzca a la del conjunto.

El control de calidad de las obras de ingeniería se ha convertido hoy en una compleja ciencia; no cabe duda que constituye, por sí un nuevo campo con su propia metodología y con criterios específicos y privativos. Como tal, cae definitivamente fuera de los alcances de esta obra. Pero a la vez, en el caso concreto de las vías terrestres, la mecánica de suelos aplicada interviene como disciplina de apoyo, en forma muy relevante. Puesto que los procesos que han de controlarse están regidos muy principalmente por la mecánica de suelos, ella ha de proporcionar los criterios para distinguir lo substancial de lo accesorio, las pruebas de campo o de laboratorio en que se fundamenten los juicios del control y los límites y tolerancias en que las diferentes acciones del constructor han de mantenerse.

Ocurre a veces que muchos ingenieros, incluso con alta responsabilidad, están poco dispuestos a comprender el papel fundamental de las ciencias geotécnicas en el proyecto, la construcción y la conservación de las vías terrestres; como consecuencia, se limita su intervención o los alcances de sus mandatos, en favor de una supuesta (nunca real) ganancia en costo o en expeditividad de ejecución. Podría bastar, sin embargo, a esos escépticos el meditar

sobre la composición de lo que actualmente se considera en todas partes que debe ser un laboratorio para control de calidad de obra, en este campo. Se verá entonces que ese laboratorio es básicamente (y aún en los detalles) un laboratorio de mecánica de suelos y mecánica de rocas (esta última no figura tanto aún en muchas partes, en lo que sin duda es una grave limitación de las unidades de control, debido a la falta de asimilación oportuna de un campo relativamente nuevo y en muy rápida expansión). Esto equivale al reconocimiento explícito de que en esas disciplinas descansa lo esencial para garantizar el éxito o el fracaso de este tipo de obras.

Un aspecto importante en la planeación de un buen programa de control es la definición previa del nivel de calidad requerido en la construcción. En su planteamiento más simple este nivel puede definirse formulando tres preguntas fundamentales.

- Qué se desea
- Como puede ordenarse y programarse la actividad que conduzca al logro de tal deseo.
- Como determinar que se ha alcanzado lo que se deseaba.

En efecto, es una afirmación difícilmente discutible el que las grandes instituciones de proyecto y construcción tienen normas de control uniformes para todas sus obras, cuando la lógica y la búsqueda de lo esencial, de que antes se habló, aconsejan evidentemente establecer normas de control y metas por conseguir diferentes para las distintas obras, diversas en sus características, riesgos e importancia.

Las tres cuestiones anteriores están interrelacionadas. En esencia, lo que se necesita podría en principio ser fijado en un "sistema cerrado", en el cual el proyecto especificaría los requerimientos a conseguir y los resultados finales conseguidos podrían solamente servir como norma de experiencia para futuros proyectos. Esta línea de acción es claramente ineficiente, desaprovecha muchas posibilidades de superación y expone a las obras importantes a quedar con defectos de difícil o imposible corrección. En rigor se necesita un sistema de acción susceptible de ser retroalimentado de manera que los requerimientos estén continuamente interaccionados con los logros parciales éste, a su vez, retroalimentado por el conjunto de necesidades o requerimientos. Paralelamente, los requerimientos de la obra deben poder ser constantemente revisados a la luz de los logros parciales que se vayan viendo posibles.

Por otra parte las dos primeras cuestiones mencionadas anteriormente tienen que ver con la filosofía del proyecto y con la de la contratación. Al formular la filosofía del proyecto el ingeniero debe entender que la construcción no puede clasificarse simplemente en buena o mala, rechazable o aceptable; habrá siempre toda una graduación posible a partir de las condiciones óptimas y deberán considerarse posibilidades de variación dentro del propio diseño, en relación a materiales y a técnicas constructivas, así como tolerancias en prácticamente todas las actividades. Estas tolerancias deben estar claramente especificadas en los documentos de contratación. Sólo dentro de

este marco flexible podrán definirse realísticamente las aspiraciones y requerimientos del ingeniero.

La tercera cuestión de las señaladas exige un sistema de inspección, - - muestreo y pruebas que permita analizar las realidades de la construcción, - así como las tendencias y oscilaciones de los trabajos. El hacer este programa tiene cuatro requerimientos básicos. En primer lugar, deberá fundarse en pruebas de significación relevante desde el punto de vista técnico, pues sólo éstas darán indicaciones apropiadas sobre el estado real del trabajo. En tercer lugar, deberá satisfacerse una vez más la condición de que el sistema de inspección se refiera a los aspectos fundamentales del comportamiento de la obra y no a los accesorios. En cuarto lugar, la interpretación del programa debe ser clara y poco controversial, para lo que un enfoque científico puede ser de gran ayuda.

Otro aspecto importante al contemplar las características de un programa de control de calidad, es que en realidad no debe afectar sólo a la construcción, sino que debe contemplar muy de cerca la futura conservación. La institución responsable del control tiene que procurar perfeccionar continuamente los resultados de sus niveles y métodos de control, a la luz de los costos y necesidades de la conservación de sus obras.

Un aspecto fundamental en la definición de un programa de control también es el conjunto de especificaciones de construcción que se manejen, pues ellas fijan de un modo u otro muchas de las metas por lograr, muchas de las ordenanzas y programas que conducen a la consecución de los logros deseados y muchos de los métodos para determinar si se ha alcanzado lo que se desea. Es decir, las especificaciones manejadas por una institución influyen y gobiernan en gran medida a las tres preguntas básicas que más arriba se formularon como el fundamento último de la filosofía del control.

Desgraciadamente existe una actitud no siempre sana en lo que se refiere al manejo de las especificaciones institucionales por parte de algunos de los miembros del personal de cualquier gran institución constructora de vías terrestres. Existe una marcada tendencia a idealizar las especificaciones en uso, colocando sus afirmaciones por encima de toda crítica; lo afirmado por las especificaciones no puede discutirse y cualquier criterio que las modifique es acusado de enfrentarse a la técnica entronizada, en nombre de la improvisación, cuando no de la ignorancia.

El autor de este trabajo no desconoce lo fundamental que resulta disponer de un cuadro completo de especificaciones técnicas de trabajo en cualquier gran institución constructora. Proporciona seguramente la única forma de manejar de un modo claro y razonable todos los aspectos legales de la construcción, la contratación, la relación con las empresas contratistas, etc., a la vez que proporcionan un substracto fundamental que da unidad de estilo y calidad a la institución que las maneja. Pero también es un hecho cierto que la "santificación" de cualquier conjunto de especificaciones conduce a la rigidez mental y al anquilosamiento de las técnicas empleadas. Las instituciones que dan un carácter excesivamente sacramental a sus normas técnicas suelen sentir al poco tiempo grandes oposiciones internas a cualquier cambio en tales normas, con lo que su técnica se fosiliza.

Un conjunto de especificaciones no es más que el resultado del trabajo - en equipo de unos cuantos hombres señalados por sus conocimientos y experiencia. Es lógico pensar que este grupo humano realice un excelente trabajo, - produciendo normas razonables y ajustadas la impresión del momento. Pero sin duda está en la mente de cada uno de los hombres de ese grupo la idea de que su recomendación final ha de aplicarse a una obra cuyas características y circunstancias él no conoce; esta idea ha de forzarlo a ser prudente, por lo que no es raro que la obediencia ciega de normas técnicas preestablecidas a nivel internacional o nacional conduzca a trabajos conservadores y no óptimos, desde el punto de vista de la economía. El ingeniero que juzga pecaminoso apartarse, aunque sea en mínima parte de las normas y especificaciones de su institución está reconociendo implícitamente que un grupo de hombres distinguidos, reunidos años ha, es capaz de dar criterios de mayor validez a su propia obra, a la que se enfrenta hoy, de lo que es capaz de hacer el actual grupo - de trabajo, que comparta las responsabilidades del momento. Esta actitud es, por lo menos, injusta para los colegas de un hombre de pensamiento tan rígido y evidentemente sacrifica mucha capacidad de selección y de decisión ajustada a las circunstancias de la obra concreta.

Es claro que cualquier institución puede manejar las aparentes contradicciones anteriores de un modo lógico. Las especificaciones institucionales deben manejarse, en primer lugar, como el marco legal de la actividad técnica y, en segundo, como la referencia última de la propia actividad técnica, válida en tanto no se le señalen limitaciones, variaciones o ajustes de detalle. Para todo esto último, cada proyecto importante deberá contener sus propias especificaciones complementarias, nacidas de sus características específicas; - no debe tenerse miedo en producir unas especificaciones complementarias audaces, novedosas y ajustadas a los últimos datos de la experiencia y el conocimiento de la institución de que se trate.

Un conjunto de especificaciones técnicas, rector último de cualquier programa de control de calidad, debe ser competente, en el sentido de garantizar las normas esenciales de la calidad de la obra; debe ser también muy ajustado a las necesidades sociales y económicas de la nación que lo utiliza y también a sus características topográficas, climáticas, de tránsito, etc. En este -- sentido, la transcripción ciega de normas técnicas producidas por instituciones de otros países, por avanzadas que parezcan en el campo estrictamente tecnológico, suele conducir sistemáticamente a políticas inadecuadas. Las especificaciones deben ser también muy realistas, ajustadas a lo que debe lograrse dadas las características de un proyecto determinado y a lo que puede lograrse, dado el nivel tecnológico (personal obrero especializado, idoneidad de laboratorios de obra, equipo de construcción, etc) del país que vaya a -- usarlas.

También deben ser capaces de garantizar que los materiales de calidad -- aceptable no sean rechazados. Este es uno de los aspectos importantes que hacen que el seguir en muchos países las normas producidas por otros conduzca a errores de política. Es común, que las naciones cuyas especificaciones institucionales se transcriben, sean no solo avanzadas en el terreno técnico, sino también en el económico; como consecuencia, sus caminos, ferrocarriles y aero-

pistas mueven volúmenes de tránsito que son excepcionales o desconocidos en el país que adopta las normas. Ello va a conducir a este último a rechazar muchos materiales y técnicas de uso económico, que sus vías con niveles de tránsito muy inferiores, podrían utilizar perfectamente. Lo que en realidad va a suceder, es que el país menos económicamente desarrollado va a descubrir muy pronto lo inapropiado, para su propio consumo, de las normas que está siguiendo, lo que lo conducirá a violarlas sistemáticamente, generándose la siguiente confusión. En rigor éste será el precio que siempre se pague por el uso de especificaciones no realistas.

Otra condición básica de un conjunto de especificaciones es contener tolerancias apropiadas, cuya fijación depende de un conocimiento completo de los factores que contribuyen a las variaciones de los diferentes conceptos. Debe existir una valuación de las consecuencias de exceder tales tolerancias. Puede ayudar el establecer una clasificación de lo críticos que pueden resultar las desviaciones y defectos que puedan presentarse; una clasificación de tales conceptos podría ser, por ejemplo, la que se menciona a continuación:

Crítico. El defecto que puede hacer al concepto muy peligroso, de no corregirse.

Importante. El defecto que puede afectar al comportamiento en forma seria.

Poco importante. El defecto que puede afectar al comportamiento en forma poco seria.

De contrato. La transgresión del contrato wue no tendrá consecuencias de importancia.

En el caso de productos que son mezcla de otros, las especificaciones deben permitir reconocer con facilidad cual es el componente responsable de las principales características que puede exhibir la muestra.

Otro aspecto importante de todo programa de control de calidad lo constituye el conjunto de pruebas de laboratorio, que proporciona lo que pudiera considerarse la base metodológica y técnica del programa. Las pruebas de laboratorio con fines de control deben cumplir algunas características, fáciles de comprender:

- Estar dirigidas a la comprobación de las características esenciales.
- Ser sencillas y rigurosamente estandarizadas.
- Ser rápidas en su realización.
- Ser de fácil interpretación.
- Requerir equipos económicos, fáciles de corregir y calibrar y de manejo simple.

Sólo así se podrán tener resultados confiables en los laboratorios de pie de obra, que son los que han de realizar el control, sin interferir o frenar-

los programas de construcción. En efecto, no suele ser posible disponer en los laboratorios de obra, de personal y equipo de calidad muy destacada, por lo que los requerimientos de laboratorio han de ser particularmente realistas en este concepto, so pena de verse envuelto en el manejo de mucha información dudosa; por otra parte, el requisito de rapidez es esencial y no precisa de ulterior discusión.

Otro constituyente de un programa de control de calidad es el criterio con el que habrán de manejarse los volúmenes de información que resulten de quienes las interpretan en primera instancia y observan día a día. Esta información deberá estar dispuesta para el uso futuro y ser difundida en todos los niveles institucionales interesados, pues es un elemento de excepcional valor para la formación de la experiencia institucional y para la planeación de futuros trabajos de mantenimiento o reconstrucción.

Los objetivos anteriores exigen el desarrollo de sistemas integrados de almacenamiento de información, disponibilidad de la misma, análisis periódicos y mecanismos de difusión. Sin la correcta operación de tales sistemas será realmente difícil hablar de "experiencia institucional", aún en organismos en que abunde el personal con experiencia individual adecuada. La implantación de un sistema de esta naturaleza será, sin duda, una de las más altas responsabilidades de quienes dirigen, desde la cima, una gran institución constructora de vías terrestres. Es inevitable que las decisiones de este grupo de alta dirección en lo referente a cualquier cuestión del área de control de calidad tienen que basarse en esquemas en que las relaciones costo-efectividad jueguen un papel de importancia.

Un defecto común en los programas de control de calidad, tal como se aplican algunas veces, es el de ejercer la actividad después de ejecutada la obra objeto del control. Este orden de realizaciones conduce al planteamiento de situaciones de hecho consumado, en las que el especialista de control no tiene ya más disyuntiva que la aceptación de la obra defectuosa o su rechazo, que siempre produce trastornos de tiempo y dinero y contra el cual suelen concitarse fuertes presiones, no todas mal intencionadas. Más bien conviene dividir el control en dos aspectos bien diferenciados.

- Control e inspección de materiales, para asegurar que su trabajo satisfará los requisitos del proyecto. En una situación ideal convendría que este trabajo lo realizara la empresa constructora, obligada por un contrato a garantizar ese trabajo satisfactorio.
- Aceptación, por parte del ingeniero que representa a la institucional contratante, de los materiales y de los aspectos parciales de la obra con ellos concluidos.

Obviamente, los criterios de control, inspección y aceptación estarán fijados por las especificaciones generales de la institución contratante y las complementarias del proyecto. Es realmente lógico y conveniente, aún cuando en muchos países no se desarrolle así el control de calidad, que desacance en el contratista el énfasis del control y verificación de calidad y en el contratante el de la aceptación; a despecho de lo anterior, es muy común que en muchos países la responsabilidad del control descansa por completo en el con-

tratante, lo que no es idóneo, pues conduce a una separación excesivamente aguda entre dos grupos que en principio tienen que ser colaboradores (contratista y contratante) y desinteresa al contratista de muchos aspectos técnicos importantes, tendiendo a convertirlo en un mero ejecutor.

Complementando este punto de vista, debe verse como deseable que el contratista posea sus propios laboratorios y métodos de control.

Es usual que el contratante no tenga ingerencia legal en el modo en como el contratista hace su trabajo, los equipos que usa o la administración que implanta. Por ello, la realización de todas las partes de control por parte del contratante conduce a muchas contradicciones de hecho, pues el resultado por el que se lucha y la aceptación o rechazo del logro final se gestan por toda la cadena de trabajos del contratista en la que el contratante no tiene ingerencia. No es posible ver, cuando se trabaja con los lineamientos generales que se comentan, como el contratante exige determinadas metas que el contratista está imposibilitado de lograr, dada su organización de trabajo y el equipo que usa. La alternativa lógica a estas situaciones es, obviamente, que el contratista se responsabilice de la calidad de su trabajo, quedando a cargo del contratante sólo la verificación y aceptación finales.

Es también norma aún frecuente en muchas partes que el control de calidad se desarrolle con base en lo que podrían llamarse "índices por conseguir". Por ejemplo, la calidad de una compactación se juzga con base en un índice fijo, frecuentemente el grado de compactación; el trabajo está bien hecho, si se ha logrado el 95% de compactación respecto a una determinada prueba, por decir algo. El control se hace obteniendo muestras por diferentes procedimientos, que también para esta labor existen varios criterios, como se verá. Al probar cada una de las muestras no debe aparecer ningún grado de compactación menor que 95%. Este sistema de medir la calidad de lo logrado adolece del defecto de no tomar en cuenta la realidad de los asuntos humanos. Toda actividad realizada por los hombres está sujeta a muy complejas leyes de variación, a veces imposibles de definir; otras excesivamente complejas para ser detalladas cuantitativamente. La variabilidad emana frecuentemente de factores de heterogeneidad de los materiales y de los métodos de su manipulación; otras de factores circunstanciales o de ambiente en que los trabajos se realizan, todas las cuales son de imposible detalle.

Las ideas anteriores conducen a que si ha de respetarse un valor determinado de un índice específico, tal como el 95% de compactación arriba ejemplificado, deberá intentarse sistemáticamente la obtención de un valor bastante mayor en la obra; sólo así se logrará tener sistemáticamente valores iguales o mayores que 95%, una vez que las realidades de la naturaleza impongan sus variaciones. Esta consideración lleva a pensar que para lograr sistemáticamente el 95% y no correr riesgo de rechazo en ningún caso, hay que buscar lograr en la obra un índice bastante mayor, lo que conducirá, por principio de cuentas, a gastos innecesarios, pues, por hipótesis, 95% es el grado de compactación supuestamente conveniente y previamente seleccionado; además, la búsqueda sistemática de un índice mayor que el seleccionado por el proyecto, simplemente para cumplir un requisito artificial, impuesto por el control, podría ser causa de serias deficiencias técnicas, tales como sobrecompactación, en el caso que se ejemplifica.

Desde los puntos de vista anteriores se comprende lo indispensable que resulta que el grupo de control sea capaz de ejercer una excelente actividad en el campo de las relaciones humanas. El peor error que el grupo de control podrá cometer será convertir su particular posición de intermediario, informador y valuador del éxito de todos, en una posición de crítico o, peor aún, en la de un grupo que busca preeminencia con base en su actividad peculiar. En este sentido ha de tenerse muy en cuenta que en muchas reuniones de trabajo, el constructor maneja sus opiniones, pero el hombre de control de calidad maneja las suyas, más un monto de datos provenientes del laboratorio, que muchas veces tienden a verse como irrefutables y seguros, aún cuando en rigor no tengan por que tener razón especial de preeminencia; de esta manera, no es raro que en tales reuniones, el hombre del control actúe con ventaja, que si es inconvenientemente manejada puede ser causa de errores y conflictos.

Parece fuera de duda que la más segura norma de conducta de un grupo de control que aspire al éxito a largo plazo es el espíritu de equipo y la conciencia del servicio común.

Como resumen de todas las consideraciones anteriores, parece que el conjunto de cualidades que puede exigirse al control de calidad son las siguientes:

1. Ser capaz de distinguir las desviaciones y deficiencias significativas, separando las características esenciales de la obra de las accesorias. Esto obligará a un control flexible y diversificado, adaptado a cada obra.

2. Ser capaz de diferenciar las desviaciones o deficiencias inherentes a problemas de obra, de las emanantes de particularidades del muestreo o de la ejecución de pruebas de laboratorio.

3. Ser capaz de ejercer oportuna vigilancia sobre los materiales que vayan a usarse, garantizando un comportamiento adecuado de los que se seleccionen para un cierto fin. En una situación idónea, parece conveniente que este aspecto del control sea cubierto por la empresa contratista a cargo de la obra. Además, ser capaz de establecer normas claras y seguras para la aceptación o el rechazo de trabajos parciales correspondientes a diferentes etapas de la obra, quedando el ejercicio de estas facultades a la parte contratante de la misma.

4. Estar basado en normas expeditas, concordantes con los aspectos legales y de contratación de la obra y rápidas, de manera que la tarea del control no interfiera, o lo haga en lo mínimo, con el ritmo normal de la construcción.

5. Estar basado en especificaciones competentes y realistas, adaptadas a las verdaderas posibilidades y necesidades de la obra y del ambiente técnico general.

6. Estar fundado en técnicas de muestreo y pruebas de laboratorio objetivas, rápidas y sencillas; a la vez, deben ser de fácil interpretación y parte de un esquema científico, que elimine hasta donde sea posible los juicios de decisión basados en apreciaciones estrictamente personales.

7. Estar previsto en el proyecto, de manera que sus interferencias y necesidades estén debidamente programadas y no sean causa de dilaciones inesperadas.

8. Representar un criterio independiente, respecto al proyectista y al constructor. Para ello será preciso que goce de independencia jerárquica y administrativa en relación con ambos.

9. Estar a cargo de personal capaz y penetrado del necesario espíritu de servicio.

II. FUNDAMENTOS DE LOS METODOS ESTADISTICOS DE CONTROL DE CALIDAD.

En este párrafo tratarán de darse los fundamentos teóricos del control estadístico de la calidad de la construcción, tal como puede utilizarse éste en las vías terrestres.

Todos los datos que se obtienen de observaciones repetidas o de pruebas de laboratorio o campo están sujetos, como ya se mencionó, a variaciones. La Tabla 1, que se refiere a resistencias a la compresión de especímenes de una roca, por ejemplificar de alguna manera una discusión que es en realidad general y podría hacerse en torno a cualquier acumulación numerosa de datos de observaciones de un cierto parámetro, obtenidas haciendo medidas repetidas de él, por cualquier método, muestra la forma típica en que tales variaciones -- pueden presentarse y disponerse.

La primera medida que se ocurre para tener un valor general, representativo, pero único, de tal conjunto de datos es un promedio de ellos, obtenido dividiendo la suma total de todos los valores de la resistencia, entre el número de especímenes probados (promedio aritmético). Sin embargo, una segunda mirada al problema hará ver que el simple promedio aritmético no basta, pues no indica nada sobre cuánto difieren los datos del promedio obtenido, ni de la frecuencia con la que se presenta cada dato.

Una representación muy común de una tabla de datos como la No. 1 es un histograma, como el que aparece en la Fig. 1.

El histograma se construye llevando a escala en el eje de ordenadas el número de datos comprendido en intervalos de variación iguales, los que se señalan en el eje de las abscisas. En la figura, los valores de la resistencia a la compresión de la roca se agruparon en intervalos de 20 kg/cm². Así, 23 especímenes tuvieron una resistencia comprendida entre 251 y 270 kg/cm². El promedio aritmético de todos los valores de la Tabla 1 es 247 kg/cm².

Tanto la experiencia como la teoría demuestran que si el número de datos que se maneja es suficientemente grande y el intervalo de variación que se escoge es lo suficientemente pequeño, el histograma se acercará a una curva continua de distribución de datos; casi todas las distribuciones de interés ingenieril y concretamente, casi todas las de interés para problemas de control de calidad son del tipo denominado distribución normal o de Gauss, que aparece dibujada en la misma Fig. 1, superpuesta al histograma. En lo que sigue se supondrá que todas las distribuciones de datos que se manejan resultan ser de la forma normal o Gaussiana.

T A B L A 1

Resistencia a la compresión simple obtenida en especímenes de una cierta roca.

Espécimen	Resistencia kg/cm ²	Espécimen	Resistencia kg/cm ²
1	247	51	236
2	249	52	236
3	241	53	211
4	197	54	261
5	252	55	243
6	252	56	243
7	241	57	249
8	197	58	251
9	304	59	261
10	276	60	247
11	249	61	233
12	322	62	249
13	348	63	249
14	241	64	267
15	249	65	211
16	194	66	238
17	236	67	253
18	233	68	241
19	208	69	246
20	231	70	246
21	261	71	253
22	304	72	211
23	288	73	217
24	308	74	213
25	281	75	224
26	265	76	204
27	279	77	208
28	314	78	203
29	308	79	208
30	293	80	198
31	283	81	277
32	239	82	253
33	246	83	253
34	288	84	251
35	300	85	224
36	286	86	268
37	281	87	271
38	288	88	216
39	277	89	216
40	268	90	251
41	267	91	203
42	257	92	229
43	267	93	217
44	227	94	227
45	236	95	193
46	257	96	204
47	273	97	193
48	268	98	204
49	257	99	187
50	270	100	193

En la Fig. 2 se muestran dos distribuciones normales, una alta y delgada y la otra más baja y más desparramada. Si ambas se refieren al mismo número de datos, las áreas bajo ellas serán iguales; es obvio que en la curva alta los datos están más cerca del promedio, en tanto que en la curva más baja se tiene una mayor dispersión.

Si esas curvas se han obtenido midiendo una cierta magnitud por medio de pruebas de laboratorio, utilizando un método A (curva alta) y otro B (curva baja), podrá decirse sin más, que el método A conduce a resultados más consistentes que el método B.

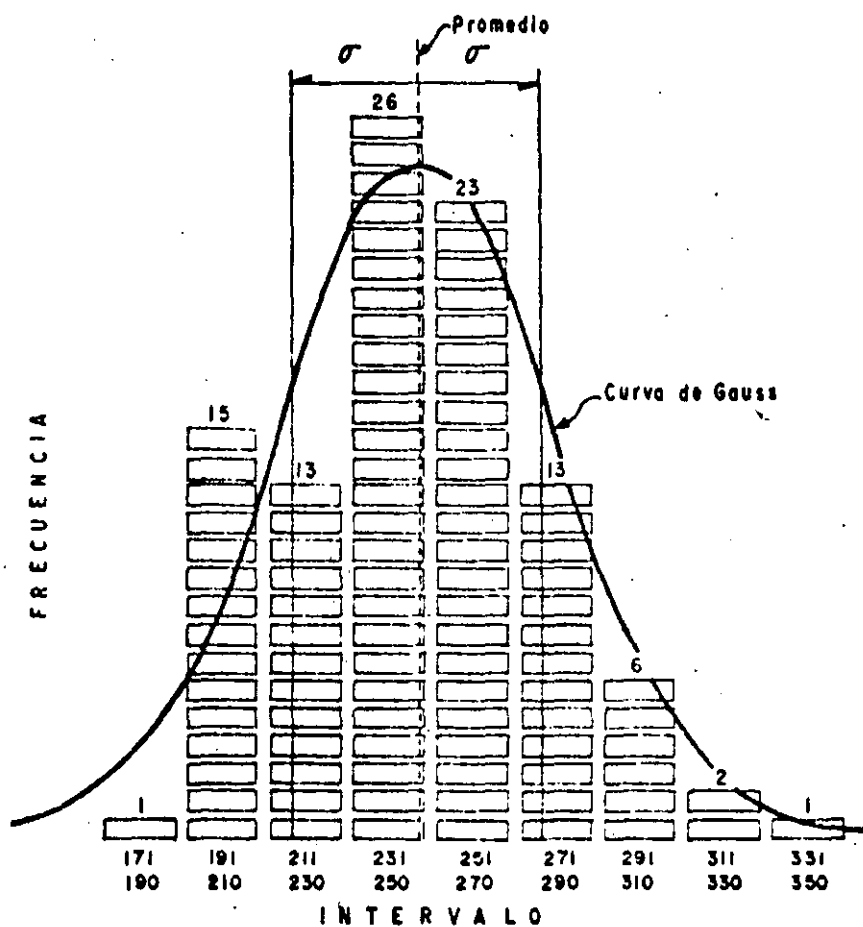


Figura 1. Histogramas de los datos de la Tabla 1.

Resulta fundamental en las aplicaciones poder valorar el grado de dispersión de los datos respecto al promedio. Una idea tosca de esta medida se tendría por la simple diferencia entre el dato más alto y el más bajo, pero

tal medida haría a un lado la idea de distribución, que es fundamental. Se define como desviación normal, σ , a la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}}$$

donde, x representa el valor de un dato cualquiera y, \bar{x} el promedio de todos los datos; $x - \bar{x}$ será entonces la desviación de un dato respecto a la media. En la expresión se considera el cuadrado de las desviaciones para eliminar la influencia del signo, pues unas pueden ser en más y otras en menos. Al dividir la suma de todas las desviaciones entre el número de ellas, se tiene lo que podría considerarse una media de las variaciones.

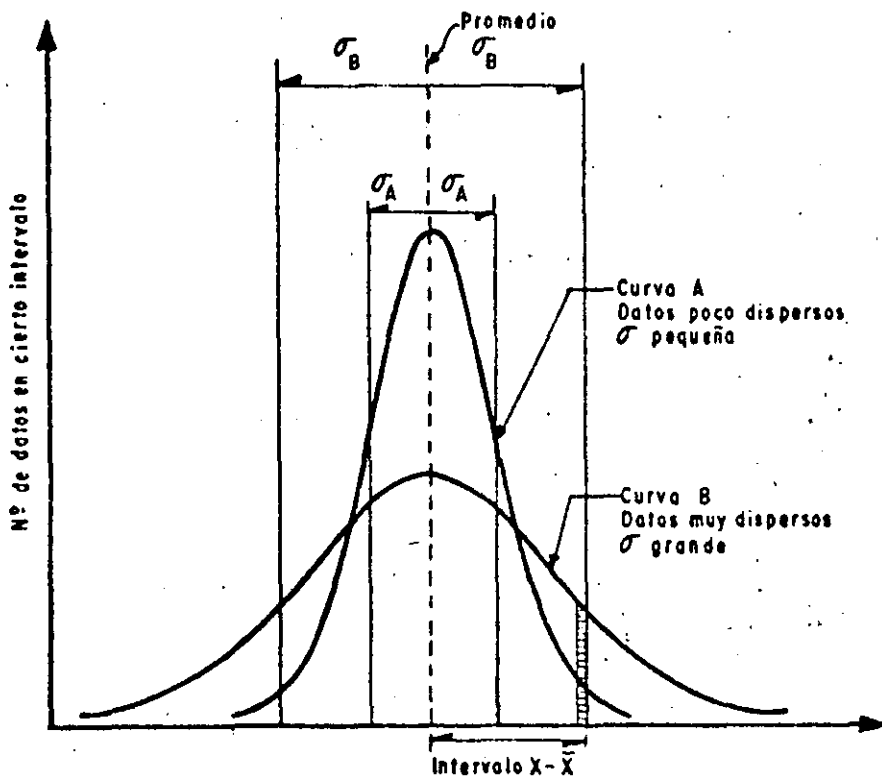


Figura 2. Formas de la curva de distribución normal.

El valor σ^2 recibe el nombre de variancia de la distribución.

Se ve que la desviación estándar tiene las mismas unidades que los datos originales.

En el caso de los datos de la Tabla 1, la desviación estándar es $\sigma = 32.7$ kg/cm².

Una propiedad importante de la curva de distribución normal es que, independientemente de su forma, si se lleva a ambos lados del promedio el valor de desviación estándar se obtiene un área parcial que representa un porcentaje fijo de los datos de la muestra en observación (68.2 %); análogamente, si a ambos lados del promedio se lleva el valor 2σ se obtiene un área parcial que representa al 95% de la población de la muestra en estudio, obteniéndose un valor de 99.7% de los datos de la muestra si se lleva 3σ a ambos lados del promedio. La Fig. 3 ilustra las afirmaciones anteriores.

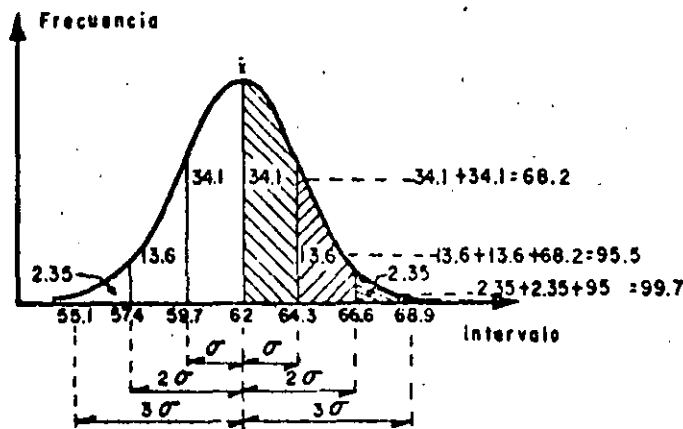


Figura 3. Porcentajes del área bajo la curva de distribución normal, correspondiente a distintos múltiplos de σ .

De nuevo con referencia a la Fig. 2, se ve que cuanto menor sea la desviación estándar se tiene un más bajo nivel de dispersión. Por ejemplo, para una curva como la A, un cierto intervalo $x - \bar{x}$ puede quedar comprendido en la porción central de extensión $\pm 2\sigma$, respecto al promedio (\bar{x}); esto quiere decir que un 95% de los valores se desvían del promedio menos que la magnitud $x - \bar{x}$. Este mismo intervalo puede caer en la curva B dentro de la porción central de extensión únicamente $\pm \sigma$, lo que indica que en la distribución B sólo un 68.2% de los datos varían respecto al promedio menos que la diferencia $x - \bar{x}$. Así pues, a menor desviación estándar corresponde un menor nivel de dispersión en los datos.

Tomando en cuenta la propiedad anterior se ve claramente cómo la desviación estándar es una buena medida de la dispersión de los datos respecto al promedio; a mayor desviación estándar (σ) el intervalo que comprende el mismo porcentaje de datos es más grande. Por ejemplo, en la Fig. 2 la desviación estándar de la curva A es mucho menor que la de la curva B, de manera que si ambas se refieren a dos series de resultados, obtenidos en dos labora-

torios, al practicar una misma prueba, por concretar un caso, podría decirse que el laboratorio A es mucho más consistente que el laboratorio B (supuesto que en ambos se probó el mismo suelo).

Es muy usual en las aplicaciones prácticas de estas ideas comparar la desviación estándar con el valor promedio de todos los datos, pues, con referencia a la Tabla 1 y a la Fig. 1, no es lo mismo que una desviación estándar de 20 kg/cm² respecto a una resistencia promedio de la roca de 150 kg/cm², que respecto a otra de 400 kg/cm². Este orden de ideas conduce a la definición del concepto de coeficiente de variación:

$$V = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

donde las letras tienen el significado visto atrás. El coeficiente de variación es adimensional y suele expresarse como porcentaje.

Finalmente, es usual hablar también de la variancia, σ^2 , de la distribución de datos; este concepto tiene la ventaja de la constancia de su signo, que permite siempre una suma aritmética, en tanto que la desviación estándar puede desarrollarse a un lado u otro del promedio y tiene que ser tratada algebraicamente.

Cuando se comparan distribuciones reales de datos con especificaciones límites para dichos datos, lo cual es una situación muy frecuente en la práctica, pueden presentarse tres casos diferentes (Fig. 4).

a) Se produce una variación pequeña, con la mayoría de los datos dentro de los límites especificados. Esto indica que se está trabajando con especificaciones realistas y que los datos se están obteniendo con procesos bien controlados. Sin embargo, el hecho de que todos los datos queden dentro de los límites pudiera indicar que los sistemas de muestreo que se estén utilizando adolecen de un defecto consistente y no proporcionan todos los tipos de muestras.

b) Se produce una variación relativamente pequeña con su promedio muy cerca de uno de los límites de la especificación. Esto puede indicar o que la producción de datos es inadecuada, debiendo mejorarse o que la especificación es poco realista, respecto a la práctica razonable.

c) Se obtiene una variación grande que hace improbable que la mayor parte de los datos caigan dentro de los límites especificados la mayor parte del tiempo. Esta situación indica que debe afinarse el control de la calidad de la producción de datos, para reducir la variación obtenida o que las tolerancias de la especificación no son realistas. y deben ampliarse.

Las tres condiciones anteriores deben mantenerse siempre en mente en procesos constructivos (tales como compactación, por ejemplo). El esquema mental que de su análisis se obtiene puede utilizarse para formar criterio en dos aspectos fundamentales:

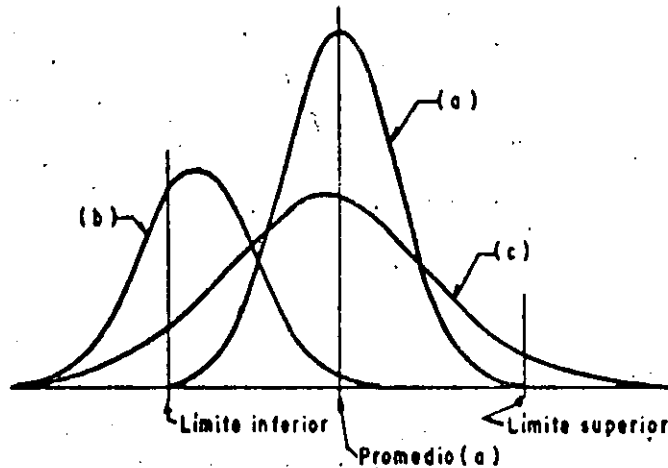


Figura 4. Posiciones de interés de una curva de distribución de datos respecto a límites de especificación.

1. Para establecer la confiabilidad de un material, proceso, método de prueba, etc., dados, con respecto a los requerimientos establecidos por las especificaciones.

2. Para comparar los requerimientos fijados por las especificaciones con la variabilidad de las operaciones reales típicas.

Este método de análisis permite visualizar las relaciones apropiadas entre las tolerancias de operación y los límites de las especificaciones y proporciona métodos lógicos para vislumbrar áreas que requieran estudio más detallado para determinar si hace falta mejorar el control o los métodos de administración o la necesidad de cambiar las especificaciones en uso.

Para asegurar la validez de un programa estadístico de control de calidad es preciso conocer y valuar de antemano, el error inherente al propio programa; para un cierto nivel de confianza, este error está dado por la expresión:

$$E_m = \frac{t \sigma}{\sqrt{n}}$$

donde, E_m es el error inherente al programa de control, σ y n tienen los sentidos ya discutidos y t es un factor que define el nivel de confianza con el que se desea trabajar la distribución de datos de que se disponga; con referencia a la Fig. 3, t valdría 1 si se desea garantizar un nivel de confianza de 68.2%, t valdría 2 si se desea garantizar un nivel de confianza de 95.5% ó, t valdría 3 si se desea garantizar un nivel de confianza en los resultados del análisis de 99.7%. Naturalmente podrían usarse valores intermedios, que

En la práctica el valor de t se fija a criterio de quien vaya a usar el programa de control.

Puede observarse que E_m disminuye cuando aumenta el número de datos de que se dispone (n). En realidad E_m es el error que inevitablemente debe esperarse en el manejo del problema que se estudia; no depende de lo humano, por así decirlo, sino que es debido al azar.

El valor de σ correspondiente a todo un programa de control se integra en realidad con los valores de σ correspondientes a cada operación de las que constituyen el programa. Habrá análisis de datos en lo que se refiere a materiales, muestreo, pruebas de laboratorio, compilaciones, etc. El valor de total puede obtenerse con una expresión del tipo:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2}$$

Si x es la variable que representa a los datos que se manejan y \bar{x} es la media de esos datos, tal como hasta ahora se ha considerado, conviene definir en muchas aplicaciones de la estadística al control de calidad un nuevo término.

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

De la ecuación anterior se deduce que:

$$x = \bar{x} + \sigma z$$

lo que hace ver que la recién definida z es simplemente una nueva variable -- introducida por un cambio de variable que sigue la ley (anterior). Sin embargo, el manejo de la ecuación de la variable normal estándar proporciona normas útiles. Supóngase que un conjunto de muestras de roca dieron una resistencia media de 240 kg/cm² en compresión simple y que los datos se distribuyeran de manera que su desviación estándar fuera de 24 kg/cm²; supóngase también que se deseara trabajar con resistencias de 210 kg/cm² como mínimo. Surge entonces la necesidad de saber que porcentaje de muestras debe esperarse que tengan una resistencia de 210 kg/cm² o menor. Aplicando la expresión de la variable estándar se ve que:

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} = \frac{210 - 240}{24} = -1.2$$

Se ve que 210 kg/cm² corresponde a una desviación respecto a la media que está a 1.2 σ a la izquierda de dicha media. En las tablas de áreas bajo curvas de distribución normal correspondientes a distintas abscisas en función de σ , que existen en los tratados normales de estadística, puede verse que para $z = 1.2$, el 12% de los datos es el que queda fuera del intervalo $\bar{x} - x$, o lo que es lo mismo, en el ejemplo que se ha venido manejando, sería de esperar que un 12% de los especímenes tuviesen un valor de resistencia menor que 210 kg/cm².

Las tablas de áreas bajo la curva normal a que se ha hecho referencia se desprenden de la propiedad de dichas curvas que se manejó en la Fig. 3 y figuran, generalmente en función de z y no de x (como podría ser) en los tratados de estadística.

Si el 12% de muestras con resistencia igual o menor que 210 kg/cm² se considerase excesivamente peligroso, cabrían dos posibilidades de acción. Se podría incrementar por algún procedimiento la resistencia o se podría reducir la desviación estándar de los datos. Esta última línea de acción no tiene mucho sentido en el ejemplo que se ha puesto, pero sí podría tenerlo pleno si los datos provinieron de un proceso de producción como un concreto o un proceso de compactación, en los que sí pueden tomarse medidas para reducir la dispersión de los resultados logrados.

Si se tiene una población cuyo valor promedio sea \bar{x}' y cuya desviación estándar sea σ' , si se toman muestras al azar de cualquier tamaño n , los promedios de las muestras (\bar{x}), cuya desviación estándar será σ_z , forman una distribución de frecuencias, que no coincide con la de la población. La dispersión de la distribución de frecuencias de los valores de \bar{x} parece depender no sólo de la dispersión de la población original, sino también del tamaño de la muestra n , de manera que cuanto mayor sea n , menor resulta la dispersión de los valores de \bar{x} .

A la larga, según crece n , número de elementos en cada muestra, el promedio de los valores \bar{x} tenderá a ser el mismo \bar{x}' y la desviación estándar de los valores \bar{x} (σ_z) será σ' / \sqrt{n} siendo σ' la desviación estándar de la población original. Por ejemplo, si $n = 4$, la desviación estándar de la distribución de frecuencia de los valores \bar{x} tiende a ser la mitad de la desviación estándar de la población original, pero si $n = 16$, la desviación estándar de los valores \bar{x} será solamente una cuarta parte de la de la población original.

Muchas veces se llama a σ_z el error estándar de los promedios \bar{x} .

Independientemente de la forma de la distribución de la población original, sea normal o no, es verdadero que la σ_z esperada es σ' / \sqrt{n} y que la \bar{x} esperada es la \bar{x}' . Si el universo original es normal, la estadística permite demostrar que la distribución de frecuencias esperada para los valores \bar{x} también es normal. Pero aún a partir de universos originales de forma rectangular o triangular, la distribución de los valores \bar{x} de las muestras es también aproximadamente normal.

que c sea igual a cero; es decir, que no se acepte ningún grado de compactación por abajo del valor especificado.

Al seguir un criterio como el que arriba se ha bosquejado se encontrará siempre una relación entre el porcentaje de los lotes analizados que serán aceptados (a lo que suele llamarse probabilidad de aceptación, P) y el porcentaje de los elementos defectuosos que contenga cada lote (p). Se suponen lotes de N elementos, de los que se tomarán sólo n para su estudio, con un número de aceptación c . Imagínese que se trata de lotes de 50 elementos, de los que se analizarán 5 con un número de aceptación = 0; imagínese también que un 4% (en promedio) de los elementos de cada lote son defectuosos; es decir, en cada lote de 50 hay en promedio dos elementos malos. Lo que expresa la relación entre la probabilidad de aceptación (porcentaje de lotes aprobados) y el porcentaje de elementos defectuosos en cada lote es el hecho de que al muestrear 5 de los 50 elementos no necesariamente se obtendrá uno de los cuatro malos, de manera que hay cierta probabilidad de que el lote pase por perfecto. La relación anterior se denomina curva característica de operación del proceso y muestra en definitiva, para cada fracción defectuosa en el lote, (p), cual es la probabilidad de aceptación del lote (P) al seguir el plan de muestreo. La Fig. 5 muestra la curva de operación característica correspondiente a $N = 50$, $n = 5$, $c = 0$.

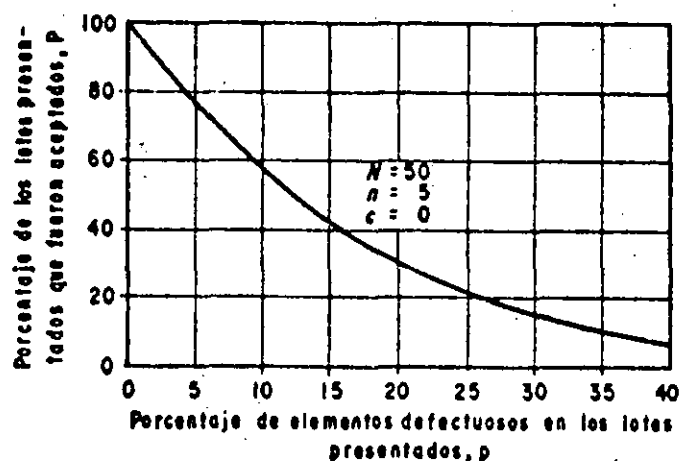


Figura 5. Curva de operación característica.

Es fácil ver como se obtienen los diferentes puntos que forman la curva. Supóngase por ejemplo que $p = 4\%$ es el porcentaje medio de elementos defectuosos en cada lote de 50 elementos ($N = 50$); supóngase también que de cada lote se toman 5 elementos para ser probados ($n = 5$) y, finalmente, supóngase que la población en estudio está formada por 1000 lotes de 50 elementos, es decir, por 50000 elementos. El estudio se hará con el criterio $c = 0$; es decir, basta que un elemento de la muestra de 5 sea defectuoso para que el lote correspondiente se rechace.

Si en el lote de 50 hay dos elementos malos (4%), habrá 48 buenos y la probabilidad de extraer un elemento bueno al formar la muestra de estudio será 48/50. Esta operación deberá repetirse 5 veces para que el lote sea aceptado, luego la probabilidad de aceptación será $(48/50)^5$ o sea 80% en números redondos, para 1000 lotes, que es la ordenada que aproximadamente se lee en la abscisa 4%, en la Fig. 5.

Un plan de muestreo como el anterior es rara vez cuestionado en la metodología actual de control de calidad y, sin embargo, debe de serlo. En el uso del criterio expuesto está incluida la ilusión de que la muestra perfecta representa al lote perfecto y a la población perfecta, lo que evidentemente no es cierto puesto que cierto número de elementos defectuosos están aleatoriamente mezclados con los buenos, en los lotes. Se ha supuesto que el promedio de elementos malos es 4% por lote, pero esto quiere decir que un lote puede tener 0% de elementos malos y otro un 6%.

En el criterio en uso está incluida además otra hipótesis; la de que la protección dada por un sistema de muestreo es constante, si la relación del tamaño de la muestra al tamaño del lote lo es también.

La Fig. 6 ilustra lo inexacto de esta última idea. En ella se comparan cuatro curvas de operación correspondientes a lotes en que se ha dividido a una población de 50000 elementos, de 50, 100, 200 y 1000 unidades. En todos los casos la muestra para estudio es el 10% del lote ($n = 5, 10$ y 100 elemen-

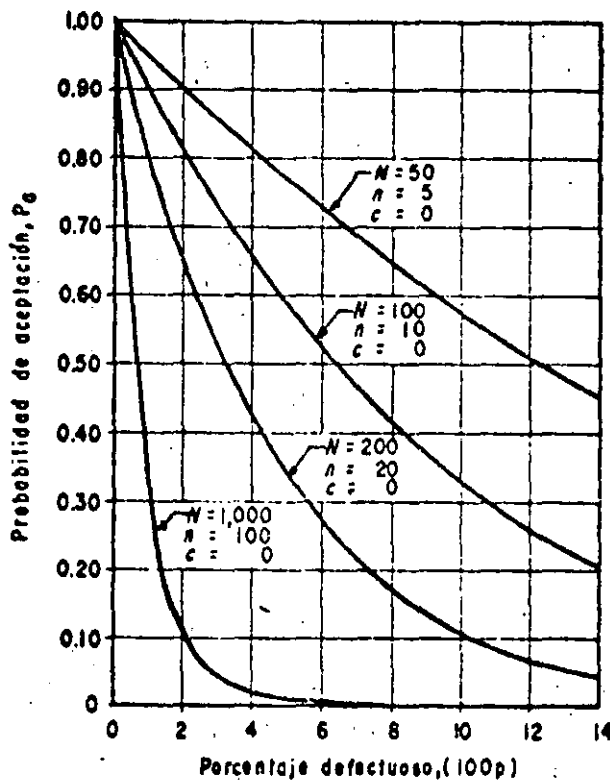


Figura 6. Comparación de curvas de operación característica de cuatro variantes de un plan de muestreo, con muestras de 10% del lote.

tos, supuestamente extraídos al azar).

Las diferencias en la protección de la calidad proporcionadas por este plan de muestreo son impresionantes. Se ve que los lotes que contienen un 4% de elementos defectuosos serán aceptados el 80% de las veces, cuando se usa una muestra de un 10% de un lote de 50; el 65% de veces cuando se use un lote de 100 elementos y menos del 2% de las veces cuando la muestra sea un 10% de 1000 elementos en cada lote. Se ve difícil confiar en un criterio de muestreo que conduce a tales variaciones simplemente por su tamaño, especialmente si se tiene en cuenta que las realidades de los procesos ingenieriles imponen constantemente cambios drásticos en los tamaños de las muestras, por problemas de disponibilidad o costo.

Otra manera interesante de interpretar las curvas de la Fig. 6 es la siguiente. Cabe preguntarse cuál será la calidad del lote que pasará un 50% de las veces en cada variante del plan de muestreo. Se ve en la figura que, con lotes de 50 elementos, un lote que contenga un 12% de elementos defectuosos será aceptado el 50% de las veces, pero si el lote es de 100 elementos ya sólo pasará la mitad de las veces un lote que contenga 6% de elementos defectuosos; este porcentaje pasa a 3 para lote de 200 y 0.65 para lotes de 1000. Nuevamente se pone de manifiesto la escasa consistencia del plan de muestreo.

En realidad, es mucho más importante el tamaño absoluto de la muestra tomada al azar que su valor relativo respecto al tamaño del lote. Este hecho, que se desprende fácilmente de la Fig. 6, se ve todavía con mayor claridad al considerar la información contenida en la Fig. 7. En ella se vuelven a presentar cuatro variantes del plan de muestreo que se comenta ($N = 50, 100, 200$ y 1000), pero extrayendo en todos los casos una muestra de $n = 20$ elementos.

Es de notar, en primer lugar, como las cuatro curvas se desarrollan ahora en forma similar, desapareciendo las grandes divergencias atrás analizadas.

Lo anterior lleva a conducir como criterio práctico que, un procedimiento de muestreo, como el que se ha venido discutiendo puede aplicarse en aquellos casos en que el número de elementos de la muestra por analizar sea constante en todos los casos, en tanto que conduce a una operación de control no protegida cuando se adopta el criterio de trabajar siempre con una fracción fija del número de elementos de los lotes muestreados. En vías terrestres hay casos en que es fácil trabajar con muestras de número fijo, como podría ocurrir en plantas de trituración, de asfalto o aun muchos trabajos de compactación, pero hay otros casos en que, por disponibilidad de elementos o por razones de costo, ha de trabajarse con muestra de diferente población. De todo lo anterior se sigue que, en el primer caso, el simple muestreo de aceptación puede conducir a condiciones de control razonables, pero en el segundo caso, la operación de muestreo ha de planearse con otras bases.

El número de aceptación (c) no necesita ser cero; si se observan las Figs. 6 y 7 se destacará el hecho de que una muestra perfecta no asegura un lote perfecto. Esta conclusión hace ver la falta de fundamento de las objeciones presnetadas al no permitir elementos defectuosos dentro de un lote.

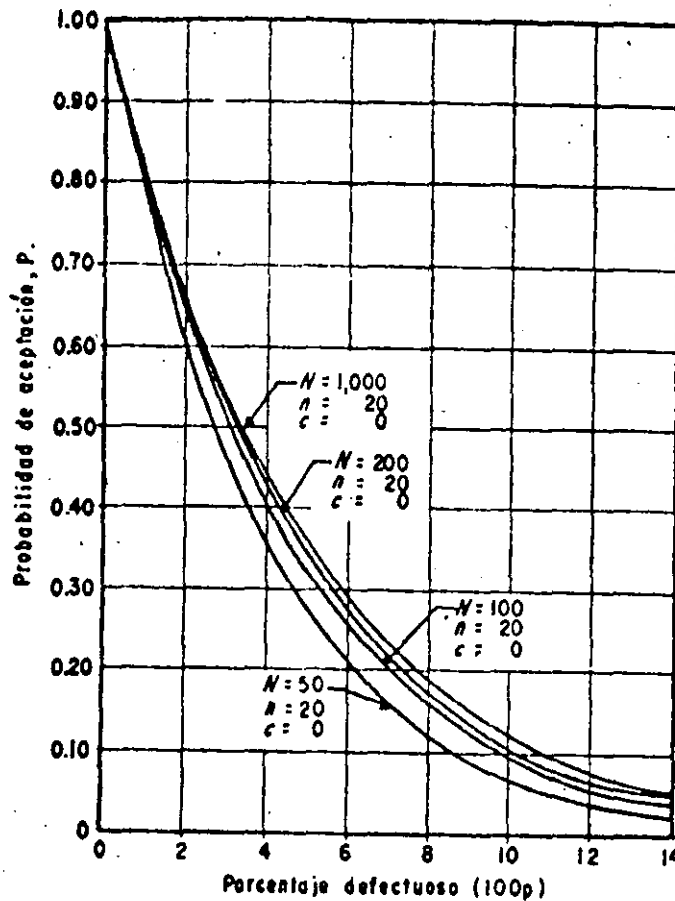


Figura 7. Comparación de curvas OC para cuatro variantes de un plan de muestreo con muestras de veinte elementos.

Lo anterior conduce a que la protección deseada, contra aceptación de lotes con elementos defectuosos, tomará en cuenta tamaños más grandes de muestras, ya que éstas tienen mayores posibilidades de discriminar entre lotes satisfactorios y no satisfactorios.

La Fig. 8 muestra tres variantes de muestreo; el primero para $N = 1000$, $n = 100$ y $c = 0$; el segundo para $N = 1000$, $n = 170$ y $c = 1$ y el tercero para $N = 100$, $n = 240$ y $c = 2$. Se notará de inmediato que las tres curvas consideradas, dan igual protección contra la aceptación de un lote con 2.2% de elementos defectuosos. Las variantes con $c = 1$ y $c = 2$, dan algo mejor protección contra el rechazo de lotes satisfactorios.

Los anteriores esquemas, se denominan de muestreo sencillo, puesto que el criterio para la aceptación o el rechazo de un lote representativo de una población se basa en el análisis de una muestra de dicho lote. No es frecuente, sobre todo en problemas de control de calidad industrial, el denominado muestreo doble, que implica la posibilidad de posponer la decisión de aceptación o rechazo del lote hasta haber analizado una segunda muestra. General-

mente el muestreo doble se implica aceptando de inmediato un lote cuya primera muestra haya sido muy buena y rechazándolo cuando haya sido muy mala. Si no ocurre ninguno de estos dos extremos, la decisión se basa en el análisis de la primera y la segunda muestra combinadas. Un plan de muestreo doble se esquematizaría por medio de los siguientes números, cuyo sentido se estima evidente. $N = 1000$, $n = 36$, $c_1 = 0$, $n_2 = 59$ y $c_2 = 3$. Puede interpretarse como sigue.

-Inspecciónese una primera muestra con 36 elementos de un lote que tiene una población de 1000.

-Acéptese el lote sobre la base de la primera muestra, si ésta tiene cero elementos defectuosos.

-Rechácese el lote, basado en la inspección de la primera muestra, si dicha muestra contiene más de 3 defectuosos.

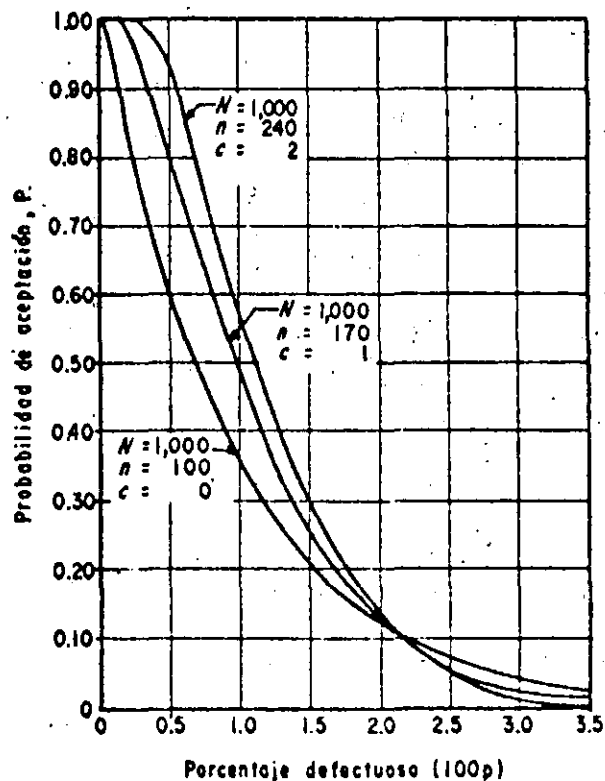


Figura 8. Curvas de operación para tres variantes de muestreo de aceptación con $P = 10\%$ de aceptar un lote con 22% de elementos defectuosos.

-Inspecciónese una segunda muestra, de 59 elementos, si la primera muestra contiene 1, 2 ó 3 defectuosos.

-Acéptese el lote sobre la base de la muestra combinada de 95 elementos (36 + 59), si la muestra combinada contiene 3 defectuosos o menos.

-Rechácese el lote sobre la base de la muestra combinada si dicha muestra contiene más de 3 elementos defectuosos.

En la Fig. 9 se muestran 3 curvas de operación característica relacionadas con el análisis del plan de muestreo señalado. El resultado del proceso de muestreo debe ser alguno de los siguientes:

-Aceptación del lote después de la primera muestra, si en ésta no se encontró ningún elemento defectuoso.

-Rechácese el lote, si la primera muestra obtenida contiene más de 3 elementos defectuosos.

-Aceptar el lote después de inspeccionar la segunda muestra, si se obtienen 3 elementos defectuosos o menos en el total de 95, contenidos en ambas muestras.

-Rechazar el lote, si en la muestra combinada se obtienen más de 3 elementos defectuosos.

La curva A ($N = 1000$, $n = 36$, $c = 0$) de la Fig. 9 corresponde a las probabilidades de aceptación del lote con base en la primera muestra, para diferentes porcentajes de elementos defectuosos. La curva C ($N = 1000$, $n = 36$, $c = 3$) representa la probabilidad de que el lote no sea rechazado después del análisis de la primera muestra, en cuyo caso deberá procederse a la obtención de una segunda muestra. Las dos curvas mencionadas pueden ser trazadas de la manera que se discutió para el caso de muestreo sencillo. Para cualquier valor dado de porcentaje de elementos defectuosos en el lote, la diferencia de ordenadas entre las curvas A y C corresponde a la probabilidad de que se requiera obtener una segunda muestra. La curva B exhibe el comportamiento del plan de muestreo doble. Para determinar las ordenadas de los puntos de esta curva (las abscisas están determinadas por el porcentaje de elementos defectuosos), se requiere calcular la probabilidad de que el lote sea aceptado al obtener una segunda muestra, que en el caso que se ejemplifica puede ocurrir en cualquiera de las siguientes formas:

-Cero defectuosos en la primera muestra.

-Un defectuoso en la primera muestra y cero, uno o dos defectuosos en la segunda muestra.

-Dos defectuosos en la primera muestra y cero o un defectuoso en la segunda muestra.

-Tres defectuosos en la primera muestra y ningún defectuoso en la segunda muestra.

La probabilidad de aceptar el lote resulta ser la suma de las probabilidades de que ocurran por separado cada uno de los cuatro eventos arriba señalados. Dicho cálculo pertenece ya al dominio del análisis probabilístico y sale por completo de los límites asignados a este capítulo, que debe quedar íntegramente en el terreno conceptual. No debe olvidarse que el control de calidad es, como ya se dijo, un campo especial dentro de la tecnología de carreteras, con metodología propia, por cierto muy compleja, la cual debe ser dominada por ingenieros que actúen específicamente dentro del campo del control, pero cuyos detalles quedan fuera de la atención del ingeniero que atiende los aspectos a que se refiere esta obra.

La curva B de la Fig. 9 es el resultado del cálculo arriba mencionado y divide al espacio comprendido entre las curvas A y C en la forma que en la propia figura se señala.

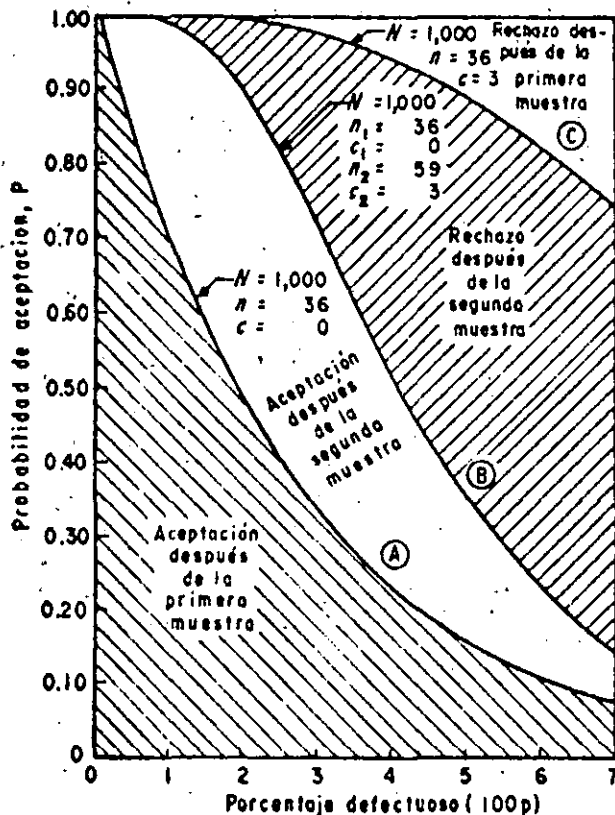


Figura 9. Curvas características de operación en un plan de muestreo doble.

Todavía existen planes de muestreo múltiple, en que la decisión de la aceptación o el rechazo se basa en el análisis de más de dos muestras.

Un hecho, sin embargo, parece no ser suficientemente reconocido por los métodos tradicionales de muestreo, aún por aquellos que van más allá de la to

ma simple de un porcentaje fijo de los elementos del lote muestreado y hacen uso de mejoras racionales, del estilo de las que más atrás se han discutido o de otras que existen. Este hecho es la variabilidad de los resultados de - - cualesquiera pruebas a que se sometan los elementos de las muestras individuales que se analizan. Esta variabilidad es debida, como se dijo, tanto a problemas derivados del procedimiento de prueba como a otros que amanan del material o de los propios procesos de muestreo. Todos estos factores son variables aleatorias y, por lo tanto, los valores que derivan de cualquier conjunto de pruebas lo son también, por lo que todo el proceso de muestreo ha de ser tratado, en sentido estricto, como un proceso estadístico. Esto requiere que la obtención de muestras se haga realmente al azar, siguiendo las reglas que la estadística científica ha desarrollado para el caso. Pruebas realizadas a partir de lo que, un inspector considere muestras buenas o malas o indicativas de la situación promedio, no pueden ser consideradas muestras al azar; sólo muestras obtenidas siguiendo las reglas estrictas de la estadística pueden dar una verdadera indicación de la calidad de los materiales o de los trabajos que se estén estudiando.

Es sabido que, en los trabajos conectados con el control de calidad de las vías terrestres, es muy común que la confrontación del resultado de una cierta actividad o de la calidad de un material con los límites previamente especificados haya de hacerse con base en unos cuantos valores probados. Generalmente, cuando no se usan métodos de control estadístico esto hace que se establezca un requerimiento de carácter absolutista, exigiendo que todos los valores encontrados satisfagan los límites especificados. Ya se comentaron algunos inconvenientes importantes de esta actitud. La alternativa es establecer criterios de aceptación que reconozcan que los valores de pruebas realizadas en muestras obtenidas al azar pueden variar. Un requerimiento absoluto puede necesitar, si ha de aspirar a tener algún sentido, un gran número de valores de control; por ejemplo, si se establece la norma de que el 95% de todos los valores probados satisfagan una cierta especificación y se toman 20 muestras de 100 elementos, lo cual es un número muy elevado, bastará que una prueba en las 20 falle para que se rechace todo el lote. El muestreo estadístico, en cambio puede proporcionar criterios razonables de aceptación en casos como el anterior con no más de 4 ó 5 pruebas.

Un plan de muestreo estadístico debe tener las siguientes características:

-Debe poseer un procedimiento objetivo para la selección de la muestra, fundado en el uso de una tabla de números aleatorios.

-Debe incluir un procedimiento claro para la estimación cuantitativa de las características de la muestra y del error estándar de dicha estimación. Si el resultado del análisis de la muestra se utiliza para un juicio de decisión, las reglas que rijan dicho juicio también deberán estar claramente incluidas. En muestreo para aceptación o rechazo, el plan deberá señalar muy claramente los niveles en que tales acciones se deberán ejercer.

III. MUESTREO CON BASE EN TABLAS DE NUMEROS ALEATORIOS.

Una tabla de números aleatorios es una disposición estrictamente al azar de números de un cierto número prefijado de cifras. La tabla 2 es una de ellas, en este caso números de dos cifras. Pueden formarse introduciendo en una urna los nueve dígitos y el cero, sacándolos al azar de uno en uno, reintegrando de inmediato el número extraído y anotando cada una de las parejas como un número en la tabla.

Una vez formada la tabla puede funcionar como de mayor número de cifras. Por ejemplo, la tabla 2 como de números de cuatro cifras simplemente considerando dos columnas adyacentes en cada lectura. En vías terrestres es común en muchos casos referir los muestreos al kilometraje de una línea de trazo, para señalar el lugar donde se extraerá una muestra (se dice, por ejemplo, km 105+286 para señalar una estación). Este orden de muestreo puede señalarse dentro de un cierto tramo recorriendo la tabla desde el principio y seleccionando todos los números aleatorios que vayan surgiendo y que estén comprendidos dentro del tramo. La selección de las estaciones del muestreo ha de hacerse después de seleccionar a criterio el número de muestras que se desea tomar dentro del tramo.

Imagínese que en el tramo comprendido entre los kms 125+250 y 142+300 se desea señalar cinco estaciones para muestreo de compactación, eligiéndolas aleatoriamente. Se usará la tabla con tres columnas, puesto que se manejan seis cifras. Viendo la tabla, las estaciones de muestreo serían; 128+079, 125+507, 140+620, 131+165 y 135+462. Naturalmente, en un muestreo aleatorio las ubicaciones de las estaciones de muestreo no resultan equidistantes, ni su ubicación sigue ninguna de las leyes que son usuales en otros tipos de plan.

El procedimiento está basado en la utilización de la Tabla 3 que es otro ejemplo, de una tabla de números aleatorios. Para la determinación de las estaciones de muestreo se requiere seguir los siguientes puntos.

- Determinar la distancia promedio a que se desea tomar las muestras para su análisis; así, si se tiene un tramo de 5500 m y se desea una distancia promedio de 500 m, el número de muestras requerido resultará igual al 11.

Para seleccionar la columna correspondiente de la tabla de números aleatorios se requerirá colocar en una urna tarjetas numeradas del número 1 al número 28 y extraer una de ellas al azar. Debe observarse que este número de tarjetas es en realidad arbitrario y siempre estará en función del número de columnas con que se cuente en la tabla de números aleatorios. Para este caso son 28 las columnas.

Una vez que se ha seleccionado, por el procedimiento del punto anterior, una de las columnas de la tabla, deberá localizarse en la subcolumna A correspondiente, todos los números menores o iguales en el número de muestras requerido determinado en el primer punto. Considérese por ejemplo que se ha elegido aleatoriamente la columna No. 20 y que el número de muestras requerido será de 11. En la subcolumna B se encontrará el factor por el cual debe multiplicarse la longitud del tramo para determinar la distancia al origen de todas las estaciones de muestreo. Para el caso que se ejemplifica se tendrá:

T A B L A 2

Tabla de números aleatorios para localización longitudinal y transversal de puntos de muestreo.

Col. No. 1			Col. No. 2			Col. No. 3			Col. No. 4			Col. No. 5			Col. No. 6			Col. No. 7		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	.033	.576	05	.048	.879	21	.013	.220	18	.089	.716	17	.024	.863	30	0.30	.901	12	0.29	.386
21	.101	.300	17	.074	.156	30	.036	.853	10	.102	.330	24	.060	.032	21	.096	.198	18	.112	.284
23	.129	.916	18	.102	.191	10	.052	.746	14	.111	.925	26	.074	.639	10	.100	.161	20	.114	.843
30	.163	.434	06	.105	.257	25	.061	.954	28	.127	.840	07	.167	.512	29	.133	.388	03	.121	.656
24	.177	.397	28	.179	.447	29	.062	.507	24	.132	.271	28	.194	.776	24	.138	.062	13	.178	.640
11	.202	.271	26	.179	.844	13	.037	.887	19	.285	.899	03	.219	.166	20	.168	.564	22	.209	.421
16	.204	.012	04	.183	.482	24	.105	.849	01	.326	.037	29	.264	.284	22	.232	.953	16	.221	.311
08	.208	.418	02	.208	.577	07	.139	.159	30	.334	.938	11	.282	.262	14	.259	.217	29	.235	.356
19	.211	.798	03	.214	.402	01	.175	.641	22	.405	.295	14	.379	.994	01	.275	.195	28	.264	.941
29	.233	.070	07	.245	.080	33	.196	.873	05	.421	.282	13	.394	.405	06	.277	.475	11	.287	.199
07	.260	.073	15	.248	.831	26	.240	.981	13	.451	.212	06	.410	.157	02	.296	.497	02	.336	.992
17	.262	.308	29	.261	.087	14	.255	.374	02	.461	.023	15	.438	.700	26	.311	.144	15	.393	.488
25	.271	.180	30	.302	.883	06	.310	.043	06	.487	.539	22	.453	.635	05	.351	.141	19	.437	.655
06	.302	.672	21	.318	.088	11	.316	.653	08	.497	.396	21	.472	.824	17	.370	.811	24	.466	.773
01	.409	.406	11	.376	.936	13	.324	.585	25	.503	.893	05	.488	.118	09	.388	.484	14	.531	.014
13	.507	.693	14	.430	.814	12	.351	.275	15	.594	.603	01	.525	.222	04	.410	.073	09	.562	.678
02	.575	.654	27	.438	.676	20	.371	.535	27	.620	.894	12	.561	.980	25	.471	.530	06	.601	.675
13	.591	.318	03	.467	.205	08	.409	.495	21	.629	.841	08	.652	.508	13	.486	.779	10	.612	.859
20	.610	.321	09	.474	.138	16	.445	.740	17	.691	.580	18	.668	.271	15	.515	.867	26	.673	.112
12	.631	.597	10	.492	.474	03	.494	.929	09	.708	.689	30	.736	.634	23	.567	.798	23	.738	.770
27	.651	.281	13	.499	.892	27	.543	.387	07	.709	.012	02	.763	.253	11	.618	.502	21	.753	.614
04	.661	.953	19	.511	.520	17	.625	.171	11	.714	.049	23	.804	.140	28	.636	.148	30	.758	.851
22	.692	.089	23	.591	.770	02	.699	.073	23	.720	.695	25	.828	.425	27	.650	.741	27	.765	.563
05	.779	.346	20	.604	.730	19	.702	.934	03	.748	.413	10	.843	.627	16	.711	.508	07	.780	.534
09	.787	.173	24	.654	.330	22	.816	.802	20	.781	.603	16	.858	.849	19	.778	.812	04	.818	.187
10	.818	.837	12	.728	.523	04	.838	.166	26	.830	.384	04	.903	.327	07	.804	.675	17	.837	.353
14	.895	.631	16	.753	.344	15	.904	.116	04	.843	.002	09	.912	.382	08	.806	.952	05	.854	.818
26	.912	.376	01	.806	.134	28	.969	.742	12	.884	.582	27	.935	.162	18	.841	.414	01	.867	.133
28	.920	.163	22	.878	.884	09	.974	.046	29	.926	.700	20	.970	.582	12	.918	.114	08	.915	.538
03	.945	.140	25	.939	.162	05	.977	.494	16	.951	.601	19	.975	.327	03	.992	.399	25	.975	.584

Col.No. 8			Col.No. 9			Col.No. 10			Col. No.11			Col.No. 12			Col. No. 13			Col.No. 14		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
09	.042	.071	14	.061	.935	26	.038	.023	27	.074	.779	16	.073	.987	03	.033	.091	26	.035	.175
17	.141	.411	02	.065	.097	30	.066	.371	06	.084	.396	23	.078	.056	07	.047	.391	17	.089	.363
02	.143	.221	03	.094	.228	27	.073	.876	24	-.98	.524	17	.096	.076	28	.064	.113	10	.149	.681
05	.162	.899	16	.122	.945	09	.095	.568	10	.133	.919	04	.153	.163	12	.066	.360	28	.238	.075
03	.285	.016	18	.158	.430	05	.180	.741	15	.187	.079	10	.254	.834	26	.076	.552	13	.244	.767
28	.291	0.34	25	.193	.469	12	.200	.851	17	.227	.767	06	.234	.623	30	.087	.101	24	.262	.366
08	.359	.557	24	.224	.572	13	.259	.327	20	.236	.571	12	.305	.616	02	.127	.187	08	.264	.651
01	.436	.326	10	.225	.223	21	.264	.681	01	.245	.988	25	.319	.901	06	.144	.068	18	.285	.311
20	.450	.289	09	.253	.838	17	.283	.645	04	.317	.291	01	.320	.212	25	.202	.674	02	.340	.131
18	.455	.789	20	.290	.120	23	.363	.063	29	.350	.911	08	.416	.372	01	.247	.025	29	.353	.478
23	.438	.715	01	.297	.242	20	.364	.366	26	.380	.104	13	.432	.556	23	.253	.323	06	.359	.270
14	.496	.276	11	.337	.760	16	.395	.363	28	.425	.864	02	.489	.827	24	.320	.651	20	.387	.248
15	.503	.342	19	.389	.064	02	.423	.540	22	.487	.526	29	.503	.787	10	.328	.365	14	.392	.694
04	.515	.693	13	.411	.474	08	.432	.736	05	.552	.511	15	.518	.717	27	.338	.412	03	.408	.077
16	.532	.112	20	.447	.393	10	.476	.468	14	.564	.357	28	.524	.998	13	.356	.991	27	.440	.280
22	.557	.357	22	.478	.321	03	.508	.774	11	.572	.306	03	.542	.352	16	.401	.792	22	.461	.830
11	.559	.620	29	.481	.993	01	.601	.417	21	.594	.197	19	.585	.462	17	.423	.117	16	.527	.003
12	.650	.216	27	.562	.403	22	.687	.917	09	.607	.524	05	.695	.111	21	.481	.838	30	.531	.486
21	.672	.320	04	.566	.179	29	.697	.862	19	.650	.572	07	.733	.838	08	.560	.401	25	.678	.360
13	.709	.273	08	.603	.753	11	.701	.605	18	.664	.101	11	.744	.948	19	.564	.190	21	.725	.014
07	.745	.687	15	.632	.927	07	.728	.498	25	.674	.428	18	.793	.748	05	.571	.054	05	.797	.595
30	.780	.285	06	.707	.107	14	.745	.679	02	.697	.674	27	.802	.967	18	.587	.584	15	.801	.927
19	.845	.097	28	.737	.161	24	.819	.444	03	.767	.928	21	.826	.487	15	.604	.145	12	.836	.294
26	.846	.366	17	.846	.130	15	.840	.823	16	.809	.529	24	.835	.832	11	.641	.298	04	.854	.982
29	.861	.307	07	.874	.491	25	.863	.568	30	.838	.294	26	.855	.142	22	.672	.156	11	.884	.928
25	.906	.874	05	.890	.828	06	.878	.215	13	.845	.470	14	.861	.462	20	.674	.887	19	.386	.832
24	.919	.809	23	.931	.659	18	.930	.601	08	.855	.524	20	.374	.625	14	.752	.881	07	.929	.932
10	.919	.809	26	.960	.365	04	.954	.827	07	.867	.718	30	.929	.056	09	.774	.560	09	.932	.206
06	.961	.504	21	.978	.194	28	.963	.004	12	.881	.722	09	.935	.582	29	.921	.752	01	.970	.692
27	.969	.811	12	.982	.183	19	.983	.020	23	.937	.872	22	.947	.797	04	.959	.099	23	.973	.082

Col. No. 15			Col. No. 16			Col. No. 17			Col. No. 18			Col. No. 19			Col. No. 20			Col. No. 21		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	.023	.979	19	.062	.588	13	.045	.004	25	.027	.290	12	.052	.075	20	.030	.881	01	.010	.946
11	.118	.465	25	.080	.218	18	.086	.878	06	.057	.571	30	.075	.493	12	.034	.291	10	.014	.939
07	.134	.172	09	.131	.295	26	.126	.990	26	.059	.026	28	.120	.341	22	.043	.823	07	.032	.346
01	.139	.230	18	.136	.381	12	.128	.661	07	.105	.176	27	.145	.689	28	.143	.073	06	.093	.180
16	.145	.122	05	.147	.864	30	.146	.337	18	.107	.358	02	.209	.957	03	.150	.937	15	.151	.012
20	.165	.520	12	.158	.365	05	.169	.470	22	.128	.827	26	.272	.818	04	.154	.867	16	.185	.455
06	.185	.481	28	.214	.184	21	.244	.433	23	.156	.440	22	.299	.317	19	.158	.359	07	.227	.277
09	.211	.316	14	.215	.757	23	.270	.849	15	.171	.157	18	.306	.475	29	.304	.615	02	.304	.400
14	.248	.348	13	.224	.846	25	.274	.407	08	.220	.097	20	.311	.653	06	.369	.633	30	.316	.074
25	.249	.890	15	.227	.809	10	.290	.925	20	.252	.066	15	.348	.156	18	.390	.536	18	.328	.799
13	.252	.577	11	.280	.890	01	.323	.490	04	.268	.576	16	.381	.710	17	.403	.392	20	.352	.288
30	.273	.088	01	.331	.925	24	.352	.291	14	.275	.302	01	.411	.607	23	.404	.182	26	.371	.216
18	.277	.689	10	.399	.992	15	.361	.155	11	.297	.589	13	.417	.715	01	.415	.457	19	.448	.754
22	.372	.958	30	.417	.787	29	.374	.882	01	.358	.305	21	.472	.484	07	.437	.696	13	.487	.598
10	.461	.075	08	.439	.921	08	.432	.139	09	.412	.089	04	.478	.885	24	.446	.546	12	.546	.640
28	.519	.536	20	.472	.484	04	.467	.266	16	.429	.834	25	.479	.080	26	.435	.768	24	.550	.038
17	.520	.090	24	.498	.712	22	.508	.880	10	.491	.200	11	.566	.104	15	.511	.313	03	.604	.780
03	.523	.519	04	.516	.396	27	.632	.191	28	.542	.306	10	.576	.659	10	.517	.290	22	.621	.930
26	.573	.502	03	.548	.688	16	.661	.836	12	.563	.091	29	.665	.397	30	.556	.853	21	.629	.154
19	.634	.206	23	.597	.508	19	.675	.629	02	.593	.321	19	.739	.298	25	.561	.837	11	.634	.906
24	.635	.810	21	.641	.114	14	.680	.890	30	.692	.198	14	.749	.759	09	.574	.599	05	.696	.459
21	.679	.841	02	.739	.298	28	.714	.508	19	.705	.445	08	.756	.919	13	.613	.762	23	.710	.078
27	.712	.366	29	.792	.038	06	.719	.441	24	.709	.717	07	.793	.183	11	.698	.783	29	.726	.585
05	.780	.497	22	.829	.324	09	.735	.040	13	.820	.739	23	.834	.647	14	.715	.179	17	.749	.916
23	.861	.106	17	.834	.647	17	.741	.906	05	.848	.866	06	.837	.978	16	.770	.128	04	.802	.186
12	.865	.377	16	.909	.608	11	.747	.205	27	.867	.633	03	.849	.964	08	.815	.385	14	.835	.319
29	.882	.635	06	.914	.420	20	.850	.047	03	.883	.333	24	.851	.109	05	.872	.490	08	.870	.546
08	.902	.020	27	.958	.856	02	.859	.356	17	.900	.443	05	.859	.935	21	.885	.999	28	.871	.539
04	.951	.482	26	.981	.976	07	.870	.612	21	.914	.483	17	.863	.220	02	.958	.177	25	.971	.369
02	.977	.172	07	.983	.624	08	.916	.463	29	.950	.750	09	.863	.147	27	.961	.980	27	.984	.252

Col. No. 22			Col. No. 23			Col. No. 24			Col. No. 25			Col. No. 26			Col. No. 27			Col. No. 28		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
12	.051	.032	26	.051	.187	08	.015	.521	02	.039	.006	16	.026	.102	21	.050	.952	29	.042	.039
11	.068	.980	03	.053	.256	16	.068	.994	16	.061	.599	01	.033	.886	17	.085	.403	07	.105	.293
17	.089	.309	29	.100	.159	11	.118	.400	26	.068	.054	04	.088	.686	10	.141	.624	25	.115	.420
01	.091	.371	13	.102	.465	21	.124	.565	11	.073	.812	22	.090	.602	05	.154	.157	09	.126	.612
10	.100	.709	24	.110	.316	18	.153	.158	07	.123	.649	13	.114	.614	06	.164	.841	10	.205	.144
30	.121	.744	18	.114	.300	17	.190	.159	05	.126	.658	20	.136	.576	07	.197	.013	03	.210	.054
02	.166	.056	11	.123	.208	26	.192	.676	14	.161	.189	05	.138	.228	16	.215	.363	23	.234	.533
23	.179	.529	09	.138	.182	01	.237	.030	18	.166	.040	10	.216	.565	08	.222	.520	13	.266	.799
21	.187	.051	06	.194	.115	12	.283	.077	28	.243	.171	02	.233	.610	13	.269	.477	20	.305	.603
22	.205	.543	22	.234	.430	03	.236	.318	06	.255	.117	07	.278	.357	02	.288	.012	05	.372	.223
28	.230	.688	20	.274	.107	10	.317	.734	15	.261	.928	30	.405	.273	25	.333	.633	26	.385	.111
19	.243	.001	21	.331	.292	05	.337	.844	10	.301	.811	06	.421	.807	28	.348	.710	30	.422	.315
27	.267	.990	08	.346	.085	25	.441	.335	24	.363	.025	12	.426	.583	20	.362	.961	17	.453	.783
15	.283	.440	27	.382	.979	27	.469	.786	22	.378	.792	08	.471	.708	14	.511	.989	02	.460	.916
16	.352	.089	07	.387	.865	27	.469	.785	27	.379	.959	18	.473	.738	26	.540	.903	27	.461	.841
03	.377	.648	28	.411	.776	20	.475	.761	19	.420	.557	19	.510	.207	27	.587	.643	14	.483	.095
06	.397	.769	16	.444	.999	06	.557	.001	21	.467	.943	03	.512	.329	12	.603	.745	12	.507	.375
09	.409	.428	04	.515	.993	07	.610	.238	17	.494	.225	15	.640	.329	29	.619	.895	28	.509	.748
14	.465	.406	17	.518	.827	09	.617	.041	09	.620	.081	09	.665	.354	23	.623	.333	21	.583	.804
13	.499	.651	05	.539	.620	13	.641	.648	30	.623	.106	14	.680	.884	22	.624	.076	22	.587	.993
04	.539	.972	02	.623	.272	22	.664	.291	03	.625	.777	26	.703	.622	18	.670	.904	16	.689	.339
18	.560	.747	30	.637	.374	19	.717	.232	08	.651	.790	29	.739	.394	11	.711	.253	06	.727	.298
26	.575	.892	14	.714	.364	02	.776	.504	12	.715	.599	25	.759	.386	01	.790	.392	04	.731	.814
29	.756	.712	15	.730	.107	02	.775	.504	23	.782	.093	24	.803	.602	04	.813	.611	08	.807	.983
20	.760	.920	19	.771	.552	29	.777	.548	20	.810	.371	27	.842	.491	19	.843	.732	15	.833	.757
05	.847	.925	23	.780	.662	14	.823	.223	01	.841	.726	21	.870	.435	03	.844	.511	19	.896	.464
25	.872	.891	10	.924	.888	23	.848	.264	29	.862	.009	28	.906	.367	30	.858	.299	18	.916	.384
24	.874	.135	12	.929	.204	30	.892	.817	25	.891	.873	23	.948	.367	09	.929	.199	01	.948	.610
08	.911	.215	01	.937	.714	28	.943	.190	04	.917	.264	11	.956	.142	24	.931	.263	11	.976	.799
07	.946	.055	25	.974	.398	15	.975	.962	13	.958	.990	17	.993	.989	15	.939	.947	24	.978	.633

Para determinar la localización en el sentido del eje transversal del camino será necesario multiplicar el ancho total de la sección, por el coeficiente decimal de la subcolumna C del renglón correspondiente al número de cada una de las muestras; a este producto deberá restarse el semi-ancho de la sección; si esta diferencia resulta positiva, el punto de muestreo deberá situarse a la derecha del centro de línea del camino y si resulta negativa, este punto se situará a la izquierda. En el caso que se ejemplifica se considerará un ancho de la sección de 12 cm. (TABLA No. 4).

TABLA 3

Determinación de la posición de las estaciones y de muestreo en la sección transversal.

Número de Muestra	Factor	Distancia de Origen
01	0.415	$5500 \times 0.415 = 2 + 282.5$
02	0.958	$5500 \times 0.958 = 5 + 169.0$
03	0.150	$5500 \times 0.150 = 0 + 825.0$
04	0.154	$5500 \times 0.154 = 0 + 847.0$
05	0.872	$5500 \times 0.872 = 4 + 796.0$
06	0.369	$5500 \times 0.369 = 2 + 029.5$
07	0.437	$5500 \times 0.437 = 2 + 403.5$
08	0.815	$5500 \times 0.815 = 4 + 482.5$
09	0.574	$5500 \times 0.574 = 3 + 157.0$
10	0.517	$5500 \times 0.517 = 2 + 843.5$
11	0.698	$5500 \times 0.698 = 3 + 839.0$

En la figura 10 se ilustra el plan de muestreo para el ejemplo que se ha descrito.

El procedimiento que se ha presentado podría ser utilizado en el caso muy frecuente de determinación de un valor representativo de los parámetros de resistencia de subrasantes para el diseño de pavimentos; otra aplicación, podría encontrarse en la elaboración de un plan de muestreo para el control de compactación de las diferentes capas de suelo que constituyen la sección estructural de una vía terrestre.

Puede verse que la gran ventaja del muestreo aleatorio estriba en que todos los elementos de la población tienen la misma oportunidad de ser extraídos y probados. Cualquier otro procedimiento de muestreo tiene el riesgo de caer en algún "criterio" ejercido por el inspector, que haga diferente la oportunidad de los elementos de la población para ser probados. Por lo demás, al - -

TABLA 4

Determinación de la posición de las estaciones de muestreo según el eje longitudinal.

Número de muestra	Factor	Producto	Distancia del centro de línea
01	0.457	$12 \times 0.457 = 5.5$	0.5 Izquierda
02	0.177	$12 \times 0.177 = 2.1$	3.9 Izquierda
03	0.937	$12 \times 0.937 = 11.2$	5.2 Derecha
04	0.867	$12 \times 0.867 = 10.4$	4.4 Derecha
05	0.490	$12 \times 0.490 = 5.9$	0.1 Izquierda
06	0.633	$12 \times 0.633 = 7.6$	1.6 Derecha
07	0.696	$12 \times 0.696 = 8.4$	2.4 Derecha
08	0.385	$12 \times 0.385 = 4.6$	1.4 Izquierda
09	0.599	$12 \times 0.599 = 7.2$	1.2 Derecha
10	0.290	$12 \times 0.290 = 3.5$	2.5 Izquierda
11	0.783	$12 \times 0.783 = 9.4$	3.4 Derecha

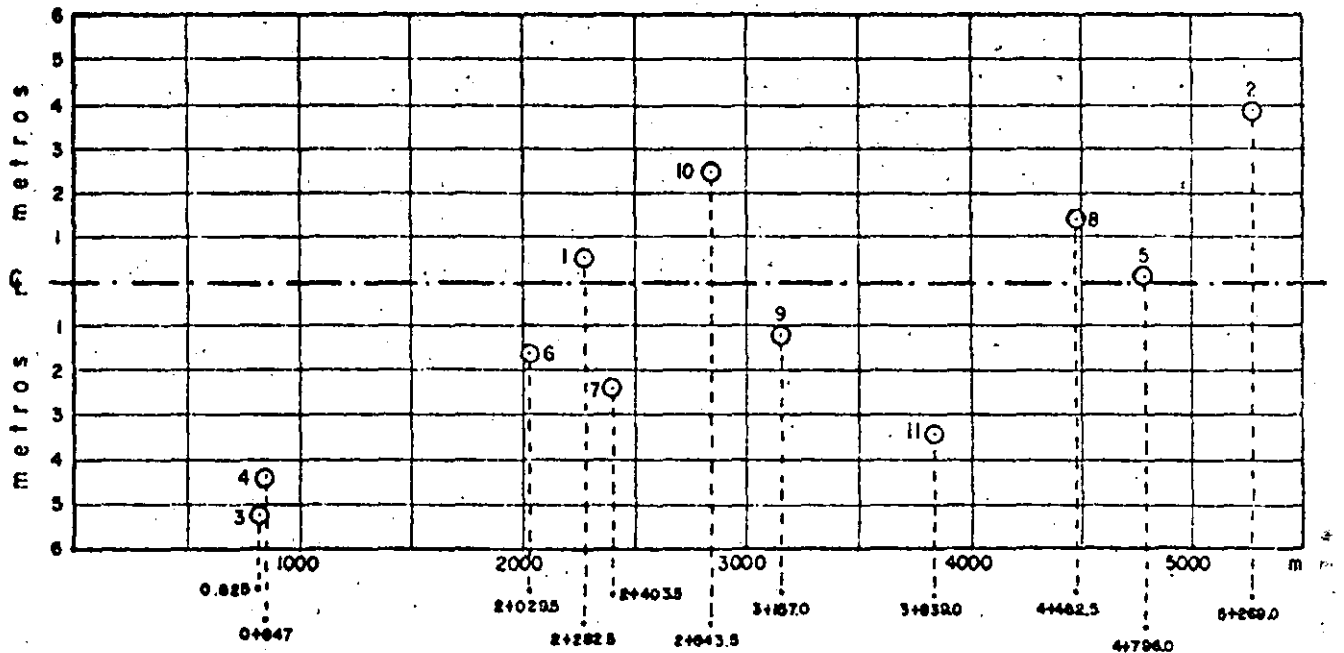


Figura 10. Localización de los puntos de muestreo obtenidos con la tabla 2 de números aleatorios.

muestreo aleatorio le son aplicables los principios básicos discutidos en - - otras partes de este párrafo, de manera que, por ejemplo, cuanto mayor sea el tamaño de la muestra que se pruebe a fin de cuentas, mayor será la probabilidad de que se detecte lo que debe ser rechazado o lo que es defectuoso.

IV. METODOS ESTADISTICOS DE CONTROL DE CALIDAD.

A) Métodos basados en el uso de gráficas de control.

A-1) Gráficas de control.

Imagínese que se tienen 20 estaciones con muestreo de compactación (peso volumétrico seco máximo) en un tramo de un camino, contando cada una de las - estaciones de 5 puntos distribuidos transversalmente. Supóngase que la tabla 5 resume los resultados de todas las medidas efectuadas.

Con los datos de la tabla 5 podría ocurrirse dibujar las dos gráficas - que se muestran en la Fig. 11. En la parte (a) de dicha figura aparecen las mediciones individuales graficadas para cada muestra; también se señala el va - lor nominal o pretendido para el peso volumétrico seco máximo y los límites - de tolerancias superior e inferior que se suponen aceptables para el problema en estudio (en realidad, como se verá, estos límites no son arbitrarios, sino que quedan dados por las leyes de la estadística para un proceso de produc - ción dado. Es muy común que en prácticas viciosas se fijen arbitrariamente - por un criterio experimental o por cualquier otro, pero al hacer eso se vio - lan leyes de la estadística y el proceso de control deja de ser un proceso - realmente estadístico).

En la parte b de la figura 11 se han dibujado los promedios de las 5 me - didas en cada una de las 20 muestras.

Ambas gráficas pueden mostrar ciertas tendencias en los resultados obte - nidos y si éstos se salen o no de las tolerancias especificadas; sin embargo, como se verá, distan de ser gráficas útiles en un verdadero control de cali - dad.

La Fig. 12 muestra dos gráficas de control que es posible realizar a par - tir de los datos de la tabla 5. En la parte a de la figura se han dibujado - los promedios \bar{x} ; se trata de la misma gráfica 11b, pero con los límites supe - rior e inferior de aceptación y sin dibujar la línea quebrada que une los pun - tos anotados. En un proceso sujeto a control estadístico la posición de los - límites superior e inferior en la gráfica de las \bar{x} no es arbitraria; es decir, dada la población de los límites superior e inferior correspondientes a dicha población puede ser calculada por los propios métodos estadísticos o, lo que es lo mismo, a un cierto proceso de producción de datos o de medidas le corres - ponden unos límites superior e inferior de aceptación y rechazo, en lo que se refiere a las variaciones resultado del azar o inherentes al propio proceso - de producción, de manera que si ciertos datos de los graficados en las cartas de control se salen de unos límites estadísticamente seleccionados puede afir - marse que su variación es debida a razones externas a aquellas que son inheren

T A B L A 5

Medidas del peso volumétrico seco máximo en 20
estaciones de verificación de compactación
(kg/m³)

Muestra No.	Valor en cada punto sobre la sección transversal					Promedio (\bar{x})	Amplitud R	
1	1800	1750	1700	1650	1600	1700	70.7	200
2	1550	1550	1700	1600	1500	1580	67.8	200
3	1500	1500	1600	1500	1600	1540	49.0	100
4	1600	1650	1650	1600	1750	1650	54.8	150
5	1600	1700	1850	1850	1750	1750	94.9	250
6	1600	1600	1550	1650	1650	1610	37.4	100
7	1650	1650	1800	1600	1550	1650	83.7	250
8	1150	1650	1800	1750	1800	1630	243.5	650
9	2150	1800	1750	1200	1550	1690	312.1	950
10	1800	1750	1800	2050	2050	1890	131.9	300
11	1700	1900	1750	1700	1900	1790	91.7	200
12	1800	1900	1950	1950	2000	1920	67.8	200
13	1800	2000	1750	1300	1650	1700	230.2	700
14	1800	1750	1850	1700	1650	1750	70.07	200
15	1500	1850	1650	1700	1750	1690	115.7	350
16	1400	1550	1650	1650	1650	1580	124.9	250
17	1650	1700	1700	1650	1750	1650	83.7	250
18	1350	1400	1450	1350	1500	1410	58.3	150
19	1750	1800	1450	1350	1600	1590	171.5	450
20	1650	1750	1750	1950	1800	1780	69.3	300

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} = 1677.5 \text{ kg/m}^3$$

$$\bar{R} = 111.48 \text{ kg/m}^3$$

$$\bar{R} = \frac{\sum R}{n} = 312.5 \text{ kg/m}^3$$

$$\sigma_{\bar{x}} = 115.15 \text{ kg/m}^3$$

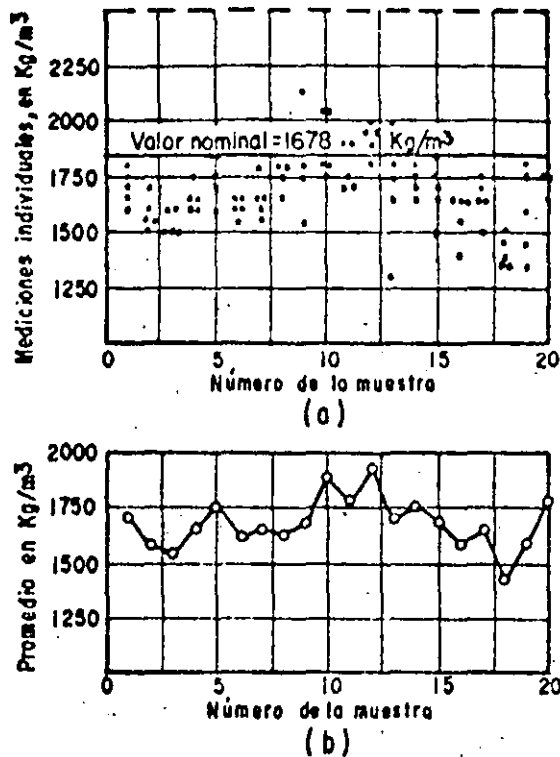


Figura 11. Gráficas de resultados de pruebas individuales y sus promedios de un proceso.

tes al proceso y, por ende, inevitables; estas segundas razones, debidas a -- causas ajenas al desarrollo del proceso pueden y deben ser corregidas. Este señalamiento es la información fundamental que una gráfica de control puede proporcionar y podría enunciarse diciendo que una gráfica de control estadísticamente construida permite diferenciar las variaciones inevitables de un proceso cualquiera de producción de medidas y datos, de aquellas que, por el contrario, podrían evitarse. Se señala así, por la simple presencia de estas últimas variaciones, en qué momento el proceso en estudio se sale de control y há de ser modificado o ajustado; además, las gráficas de control señalan cuántas y qué muestras presentan variaciones que deben ser objeto de corrección.

La parte (b) de la figura 12 muestra la gráfica de control construida con base en las amplitudes de cada muestra.

A-1.1 Gráficas de control de medias (\bar{x}).

Los límites de control pueden calcularse con base en diferentes parámetros.

A-1.1-a Con base en el promedio de las amplitudes.

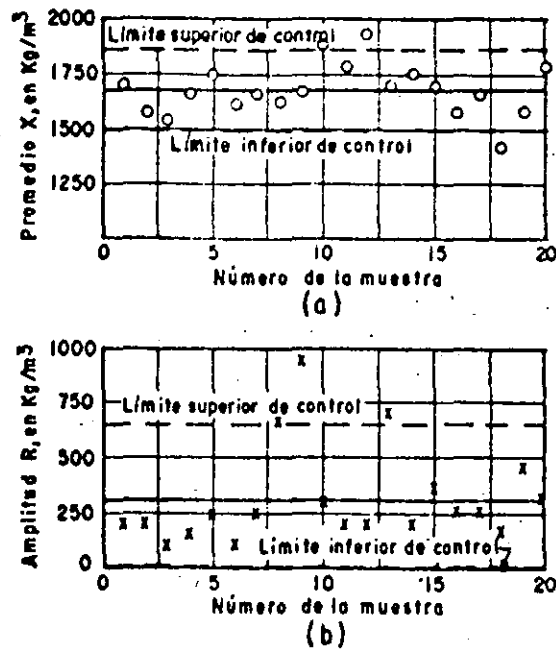


Figura 12. Gráficas de control de un proceso de compactación.
 a.- Gráfica de promedios.
 b.- Gráfica de amplitudes.

Las fórmulas a aplicar son las siguientes:

$$LS = \bar{\bar{x}} + A_2 \bar{R}$$

$$LI = \bar{\bar{x}} - A_2 \bar{R}$$

Donde LS y LI son los límites superior e inferior de control, \bar{R} es el promedio de las amplitudes que se tengan en cada muestra analizada \bar{x} es el promedio de las medias de las muestras analizadas y A_2 es un coeficiente que puede calcularse en la tabla 6.

Con referencia al ejemplo presentado en la Tabla 5, $\bar{\bar{x}}$ sería el promedio de todas las \bar{x} , obtenido dividiendo entre 20 la suma de todas ellas y \bar{R} sería el promedio de todas las R, calculado de la misma manera. En este caso:

$$\bar{\bar{x}} = 1677.5$$

$$\bar{R} = 312.5$$

Para $n = 5$, la Tabla 6 proporciona un valor $A_2 = 0.58$. Con todos estos datos resulta:

$$LS = 1858.9$$

$$LI = 1496.25$$

TABLA 6
Factores para determinar los límites de control a partir de R para gráficas \bar{x} y R

Número de observaciones en el subgrupo	Factor para la gráfica \bar{x}	Factores para la gráfica R	
		Límite inferior de control	Límite superior de control
n	A_2	D_3	D_4
2	1.88	0	3.27
3	1.02	0	2.57
4	0.73	0	2.28
5	0.58	0	2.11
6	0.48	0	2.00
7	0.42	0.08	1.92
8	0.37	0.14	1.86
9	0.34	0.18	1.82
10	0.31	0.22	1.78
11	0.29	0.26	1.74
12	0.27	0.28	1.72
13	0.25	0.31	1.69
14	0.24	0.33	1.67
15	0.22	0.35	1.65
16	0.21	0.36	1.64
17	0.20	0.38	1.62
18	0.19	0.39	1.61
19	0.19	0.40	1.60
20	0.18	0.41	1.59

Resultan los dos límites equidistantes de la media, uno por arriba y otro por abajo, y a una distancia de 181.3 de dicha media.

Estos límites están obtenidos supuesto que sea cual sea la distribución del universo original, todas las demás distribuciones que se manejan son normales (lo cual es sólo aproximadamente cierto, como se mencionó, a no ser que la distribución original del universo sea también normal). Además se han considerado en todas las distribuciones normales de niveles de aceptación de $\bar{x} \pm 3\sigma$, lo que corresponde a 99.7% del área bajo la curva de Gauss (Fig. 3).

A-1.1.b Con base en el promedio de desviaciones estándar.

Con esta técnica, se proponen las siguientes fórmulas.

$$LS = \bar{x} + A_1 \bar{\sigma}$$

$$LI = \bar{x} - A_1 \bar{\sigma}$$

Donde todas las letras tienen los sentidos ya señalados, \bar{x} es el promedio de las desviaciones estándar de las muestras que se manejan y A_1 es un factor que puede obtenerse de la Tabla 7 para diferentes tamaños de la muestra (n).

En el caso del ejemplo que se viene manejando (Tabla 5), $n = 5$ y $A_1 = 1.6$. El promedio de las resulta ser 111.48, por lo que:

$$LS = 1855.9$$

Los límites resultan en el cálculo arriba y abajo de la media (\bar{x}) y a una distancia 178.4 de ella.

A-1.1-c Con base en la media (\bar{x}') y la desviación estándar (σ') del universo original.

Las fórmulas en este caso son:

$$LS = \bar{x}' + A \sigma'$$

$$LI = \bar{x}' - A \sigma'$$

La aplicación de las fórmulas anteriores exige la estimación de \bar{x}' y de σ' , pero ya se vió que si la muestra es suficientemente grande:

$$\bar{x} = \bar{x}'$$

$$\bar{\sigma} = \sigma' / \sqrt{n}$$

En la práctica frecuentemente n es pequeña, por lo que conviene afinar -- algo los cálculos anteriores. Resulta suficiente considerar $\bar{x} = \bar{x}'$ y:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{c_2}$$

T A B L A 7

Factores para determinar los límites de control para gráficas de \bar{x} y σ a partir de $\bar{\sigma}$

Número de Observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A_1	Factor para la gráfica	
		Límite inferior de control B_3	Límite superior de control B_4
2	3.76	0	3.27
3	2.39	0	2.57
4	1.88	0	2.27
5	1.60	0	2.09
6	1.41	0.03	1.97
7	1.28	0.12	1.88
8	1.17	0.19	1.81
9	1.09	0.24	1.76
10	1.03	0.28	1.72
11	0.97	0.32	1.68
12	0.93	0.35	1.65
13	0.88	0.38	1.62
14	0.85	0.41	1.59
15	0.82	0.43	1.57
16	0.79	0.45	1.55
17	0.76	0.47	1.53
18	0.74	0.48	1.52
19	0.72	0.50	1.50
20	0.70	0.51	1.49
21	0.68	0.52	1.48
22	0.66	0.53	1.47
23	0.65	0.54	1.46
24	0.63	0.55	1.45
25	0.62	0.56	1.44
30	0.56	0.60	1.40
35	0.52	0.63	1.37
40	0.48	0.66	1.34
45	0.45	0.68	1.32
50	0.43	0.70	1.30
55	0.41	0.71	1.29
60	0.39	0.72	1.28
65	0.38	0.73	1.27
70	0.36	0.74	1.26
75	0.35	0.75	1.25
80	0.34	0.76	1.24
85	0.33	0.77	1.23
90	0.32	0.77	1.23
95	0.31	0.78	1.22
100	0.30	0.79	1.21

T A B L A 8

Factores para estimar Δ' a partir
de \bar{R} o \bar{A}

Número de observaciones en el subgrupo.	Factore para estimar a partir de R	Factor para estimar a partir de
n	$d_2 = R/$	$c_2 = /$
2	1.128	0.5642
3	1.693	0.7236
4	2.059	0.7979
5	2.326	0.8407
6	2.534	0.8686
7	2.704	0.8882
8	2.847	0.9027
9	2.970	0.9139
10	3.078	0.9227
11	3.173	0.9300
12	3.258	0.9359
13	3.336	0.9410
14	3.407	0.9453
15	3.472	0.9490
16	3.532	0.9523
17	3.588	0.9551
18	3.640	0.9576
19	3.689	0.9599
20	3.735	0.9619
21	3.778	0.9638
22	3.819	0.9655
23	3.858	0.9670
24	3.895	0.9684
25	3.931	0.9696
30	4.086	0.9748
35	4.213	0.9784
40	4.322	0.9811
45	4.415	0.9832
50	4.498	0.9849
55	4.572	0.9863
60	4.639	0.9874
65	4.699	0.9884
70	4.755	0.9892
75	4.806	0.9900
80	4.854	0.9906
85	4.898	0.9912
90	4.939	0.9916
95	4.978	0.9921
100	5.015	0.9925

$$\sigma' = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

El coeficiente c_2 permite valuar σ' en función de $\bar{\sigma}$, que es un dato más fácil de obtener que $\sigma_{\bar{x}}$

Los factores c_2 y d_2 pueden obtenerse de la Tabla 8.

El coeficiente A de las fórmulas del párrafo A-1.1-c puede obtenerse de la Tabla 9. Se deja al lector la aplicación de las mismas fórmulas al ejemplo que se ha venido considerando.

La utilización de las fórmulas anteriores conduce a resultados similares y su uso es cuestión de preferencia o de comodidad.

A-1.2 Gráficas de control de amplitud (R).

En este caso los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = D_4 \bar{R}$$

$$LI = D_3 \bar{R}$$

Los valores de los factores D_3 y D_4 pueden obtenerse de la Tabla 6.

En el caso del ejemplo contenido en la Tabla 5, se recordará que:

$$\bar{R} = 312.5$$

En la Tabla 6 se ve que para $n = 5$ resulta $D_3 = 0$ y $D_4 = 2.11$, por lo que aplicando las fórmulas del párrafo A-1.2 se llega a los límites:

$$LS = 659.38$$

$$LI = 0$$

Estos límites son los que se han dibujado en la parte b de la Fig. 12. - Las amplitudes que queden dentro de los límites de control arriba obtenidos y marcados en dicha figura corresponden a variaciones inevitables, inherentes al proceso que se esté efectuando; si tales variaciones exceden los límites de tolerancia impuestos al proceso o éstos no son realistas, deben ser cambiados o el proceso en sí debe ajustarse o substituirse por otro que esté en po-

sibilidad de producir las desviaciones deseadas. Las desviaciones que se salgan de los límites de control obtenidos no son inevitables y el ingeniero puede emprender la tarea de intentar mejorar la aplicación de su proceso, para disminuirlas hasta los límites señalados por la gráfica de control.

Se da otra alternativa de cálculo de los límites de control en la gráfica de amplitudes, en función de la media y la desviación estándar del universo original (\bar{x} , σ); para ello deberán usarse las fórmulas:

$$LS = D_2 \sigma'$$

$$LI = D_1 \sigma'$$

En donde σ' se obtiene como ya se indicó y D_1 y D_2 pueden obtenerse de la Tabla 9.

A-1.3 Gráficas de control de desviación estándar

En este caso, los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = B_4 \bar{\sigma}$$

$$LI = B_3 \bar{\sigma}$$

Donde $\bar{\sigma}$ se obtiene como ya se ha indicado, a partir de los datos de la Tabla 5 ($\bar{\sigma} = \sum \sigma/n$) y los factores B_3 y B_4 salen de la Tabla 7.

En la Fig. 12 no se ha dibujado la gráfica de control para las desviaciones estándar de los datos de la Tabla 5; el lector podrá realizar esta tarea. Los límites de control a obtener son, considerando que, $\sigma = 111.48$ en este caso:

$$LS = 2.09 \times 111.48 = 232.99$$

$$LI = 0$$

También se proporcionan fórmulas para el cálculo de estos límites de control en términos de los valores \bar{x} y σ , que son:

$$LS = B_1 \sigma'$$

$$LI = B_2 \sigma'$$

T A B L A 9

Factores para determinar límites de control de 3
para gráficas \bar{x} , R y σ a partir de σ

Número de observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A	Factores para la gráfica \bar{x} -R		Factores para la gráfica \bar{x} - σ	
		Límite inferior de control D_1	Límite superior de control D_2	Límite inferior de control B_1	Límite superior de control B_2
2	2.12	0	3.69	0	1.84
3	1.73	0	4.36	0	1.86
4	1.50	0	4.70	0	1.81
5	1.34	0	4.92	0	1.76
6	1.22	0	5.08	0.03	1.71
7	1.13	0.20	5.20	0.10	1.67
8	1.06	0.39	5.31	0.17	1.64
9	1.00	0.55	5.39	0.22	1.61
10	0.95	0.69	5.47	0.26	1.58
11	0.90	0.81	5.53	0.30	1.56
12	0.87	0.92	5.59	0.33	1.54
13	0.83	1.03	5.65	0.36	1.52
14	0.80	1.12	5.69	0.38	1.51
15	0.77	1.21	5.69	0.38	1.51
16	0.75	1.28	5.78	0.43	1.48
17	0.73	1.36	5.82	0.44	1.47
18	0.71	1.43	5.85	0.46	1.45
19	0.69	1.49	5.89	0.48	1.44
20	0.67	1.55	5.92	0.49	1.43
21	0.65			0.50	1.42
22	0.64			0.52	1.41
23	0.63			0.53	1.41
24	0.61			0.54	1.40
25	0.60			0.55	1.39
30	0.55			0.59	1.36
35	0.51			0.62	1.33
40	0.47			0.65	1.31
45	0.45			0.67	1.30
50	0.42			0.68	1.28
55	0.40			0.70	1.27
60	0.39			0.71	1.26
65	0.37			0.72	1.25
70	0.36			0.74	1.24
75	0.35			0.75	1.23
80	0.34			0.75	1.23
85	0.33			0.76	1.22
90	0.32			0.77	1.22
95	0.31			0.77	1.21
100	0.30			0.78	1.20

Los coeficientes B_1 y B_2 se obtienen de la Tabla 9.

Las fórmulas anteriores para los límites de control en las diferentes gráficas, no se han deducido detalladamente, por considerar que éste no es el lugar apropiado para ello; pueden consultarse en muchos tratados de estadística matemática que incluyan aplicaciones de control de calidad. Por otra parte, la deducción en cuestión resultaría muy sencilla con base en los conceptos -- que se han presentado en el párrafo 2 de este trabajo. Haciéndola se vería -- que los factores que se han manejado y que se obtienen de tablas no son sino la interrelación entre parámetros estadísticos ya mencionados, simple de planear y comprender.

A-2 Comentarios en torno al uso de las gráficas de control.

Cuando se maneja un cierto proceso constructivo o se investiga la dispersión, con que un laboratorio o un conjunto de ellos realizan una cierta prueba, siempre es posible y fácil en la práctica llegar a plantear una tabla de valores como la 5. Igualmente fácil será calcular los promedios, las desviaciones estándar y las amplitudes de dichos valores. Como requisito previo, -- estos últimos deberán proceder de una operación de muestreo adecuado, bien -- sea con base en el uso de curvas características de operación o bien con base en plan aleatorio.

Una vez obtenida una tabla como la 5, resultará igualmente práctico y sencillo dibujar las gráficas de control de las medias, de las amplitudes y de las desviaciones estándar de los datos, así como calcular los límites de control de dichas gráficas. De esta manera, el ingeniero estará en una posibilidad definitivamente práctica de saber si los valores que está manejando tienen variaciones o dispersiones razonables (o inevitables) o sí, por el contrario, se le presentan algunas susceptibles de ser eliminadas.

La comparación de las tolerancias que el ingeniero considere deseables -- en su trabajo y los límites de control orientará su criterio acerca de lo realistas que sean dichas tolerancias o de lo apropiados que sean sus métodos de trabajo, en el sentido de que si las tolerancias resultan más estrechas que los límites de control, el recurso será ejecutar la tarea con un método de mayor precisión, a no ser que como probablemente sucedería en muchos casos de la tecnología usual de las vías terrestres, el ingeniero llegara a comprender que sin perjuicio para la obra, sus tolerancias, probablemente fijadas al arbitrio o a la experiencia, pudieran ampliarse hasta los límites de control del proceso.

También debe notarse que la metodología que se ha dado para el cálculo de los límites de control incluye un nivel de aceptación $\bar{x} \pm 3\sigma$, lo que representa un criterio muy rígido. En un control de calidad debidamente planeado, no debe ejercerse la misma exigencia en todos los tipos de vías terrestres o en todas las operaciones involucradas en la construcción de una de ellas. -- Resultaría muy simple para cualquier conocedor de estadística elemental transformar todas las fórmulas anteriores a un nivel de aceptación menos exigente, por ejemplo, $\bar{x} \pm 2\sigma$ (95%) o aún $\bar{x} \pm \sigma$ (68%). La selección de un criterio

particular está ligada no sólo a la importancia de la obra, sino también al riesgo de falla al costo de la operación que se estudie y a consideraciones de otra índole; por ejemplo, si en una carretera modesta se ha sido muy poco exigente en el uso de materiales, para evitar acarreos, seguramente habrá que ser mucho más exigentes en problemas relativos al drenaje. El balance de todos estos criterios define un buen control de calidad a base de gráficas de control y, en última instancia, un buen trabajo de equipo humano.

Podría decirse que un uso rutinario de las gráficas de control en cualquier proceso ingenieril indicaría en todo momento al ingeniero si su proceso se mantiene "bajo control"; esto ocurriría en tanto los valores auscultados se mantuvieran dentro de los límites de control. Una salida fuera de dichos límites indicaría un proceso que "se ha salido de control", señalando el momento en que el ingeniero ha de actuar sobre el proceso en estudio, para ajustarlo, mejorarlo o cambiarlo.

Las gráficas de control dicen pues cuando conviene revisar el proceso, pero no dicen donde. Aclaran que algo anda mal, pero no dicen que, aun cuando sea cierto que los ingenieros muy familiarizados con su uso lleguen a desarrollar una cierta sensibilidad para detectar las causas de los problemas que provocan las salidas de control.

Por otra parte, la estricta función del control de calidad quizá, no tenga que ir mucho más lejos de lo que las cartas de control van; señalada una falta en la calidad que se está obteniendo, corresponderá a los diferentes miembros del equipo de trabajo investigar el origen de la deficiencia y establecer las medidas para corregirlo.

B) Métodos basados en estimación estadística.

B-1) Métodos para la estimación de la media de una población.

Un procedimiento racional de afrontar los problemas de control de calidad, que podría conducir a resultados útiles sería el siguiente:

Se tiene una población original, constituida por los diferentes valores del concepto que se desea controlar. Esta población tendrá una media (\bar{x}) y una desviación estándar σ . En la práctica pueden presentarse dos casos, que conviene distinguir: en el primero, se conoce el valor de σ y en el segundo, no. Por un procedimiento de los ya analizados, por ejemplo el aleatorio, se extrae una muestra de la población original. La media y la desviación estándar de la muestra (\bar{x} y σ) pueden fácilmente calcularse con los métodos visto repetidamente en este trabajo.

La estimación inicial consistiría en establecer el intervalo de confianza para la media de la población, una vez fijado el nivel de confianza en que se desea trabajar. El enunciado anterior amerita una explicación que lo haga más inteligible. Ya se vio en el párrafo 2 de este trabajo, lo que representa el nivel de confianza en una estimación estadística; también se dijo que su valor (que define al factor t) se fija a criterio de quien ejerza el control. Obviamente, cuanto más alta sea t se tendrá una mayor probabilidad de

que la media de la población quede en cualquier intervalo prefijado, por lo que podría decirse que a menores valores de t se tienen controles más estrictos; cabe comentar que cuando t disminuye, también lo hace el error inherente a la operación estadística. El intervalo de confianza es la abertura en torno al valor "exacto" de la media de la población, en la que se tolera su fluctuación.

Así, la estimación inicial estadística a la que se está haciendo referencia se enunciaría en un caso concreto con una expresión tal como la que sigue: ¿Cuál es la probabilidad de que la media de la población se encuentre siempre entre los límites dados, escogidos simétricamente respecto a la media, bajo la curva de distribución de frecuencia? O bien, ¿Cuánto valen los límites de variación, simétricos respecto a la media, para que ésta se encuentre entre ellos con una probabilidad prefijada? Debe notarse que ambas preguntas son, en el fondo, equivalentes.

En lo que sigue se analizarán los métodos para responder las dos preguntas, o sea, para realizar lo que se ha llamado la estimación estadística inicial de la media de la población, distinguiendo el caso en que la desviación estándar de la población original es conocida, del que no lo es.

B-1.1 La desviación estándar de la población original es conocida.

En los problemas conectados con las vías terrestres seguramente este caso puede ser relativamente común, pues el valor de \bar{x} frecuentemente podrá estimarse de un modo suficientemente seguro, aún cuando no se conozca con exactitud.

Ya se vio que si se tiene un conjunto de muestras representativas de la población (tal como puede ser el caso de la Tabla 5) puede decirse que la media de las medias de cada muestra es igual a \bar{x} .

$$\bar{\bar{x}} = 1677.5 = \bar{x}'$$

Se vio también que:

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma'}{N}$$

Donde N es el número de elementos en cada muestra y $\sigma_{\bar{x}}$ es la desviación estándar de las medias de las muestras, que en el caso de la Tabla 5 resulta ser:

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sum (\bar{x} - \bar{x}')^2}{n}} = 115.15$$

Nótese que la n se refiere al número de renglones de la Tabla 5, o sea al número de muestras que se están manejando, en tanto que N es el número de elementos en cada una de esas muestras; en el caso de la Tabla 5, $N = 5$. Esta distinción debe tenerse siempre en mente para no caer en confusión en pasos anteriores y subsiguientes.

En estas condiciones se permite demostrar que el intervalo de confianza para la media de la población original puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{n}$$

Donde, \bar{x} es la media de cada muestra (renglones de la Tabla 5); t es el factor que define el nivel de confianza que se desee adoptar; σ es la desviación estándar de la población original, que se supone conocida y N es el número de elementos de cada muestra manejada.

Teniendo en cuenta la expresión anterior, se deduce que el intervalo de confianza para la media de la población original también puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{\bar{x}} = 150$$

El valor de t , como ya se dijo puede tabularse de una vez por todas, bajo el supuesto de que la distribución de \bar{x} es normal; la Tabla 10 es una de este estilo.

T A B L A 10

Valores de t para distintos niveles de confianza.

Nivel de confianza (%)	t
99.7	3
99.0	2.58
98.0	2.33
96.0	2.05
95.5	2.00
95.0	1.96
90.0	1.64
80.0	1.28
68.2	1.00
50.0	0.67

Como ejemplo pueden calcularse los límites en que debe esperarse que se mantenga la media de la población a partir de los datos obtenidos de la muestra No. 5 de la Tabla 5 (5o. renglón); se desea un nivel de confianza de 95%. El intervalo de confianza sería, utilizando la expresión anterior:

$$1750 \pm 1.96 \times 115.15 =$$

$$1750 \pm 225.96$$

Lo anterior quiere decir que, a partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, puede afirmarse que existe un 95% de probabilidades de que la media de la población original esté comprendida en el intervalo anterior. La fluctuación en ese intervalo es inherente a las cualidades aleatorias del proceso.

Otra utilización que podría hacerse de las ideas anteriores sería, como ya se vio, plantearse el siguiente problema:

A partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, estímesese la probabilidad de que la media de la población esté comprendida en el intervalo:

$$1750 \pm 150 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Para resolver este problema se procederá como sigue:

De la expresión anterior se deduce que:

$$t \frac{\sigma}{\bar{x}} = 150$$

De donde, siendo $\frac{\sigma}{\bar{x}}$ igual a 115.15, como ya se calculó:

$$t = \frac{150}{115.15} = 1.3$$

Los valores de t correspondientes a todos los niveles de confianza figuran en la Tabla 11. En realidad esta tabla comprende a la 10 y es más completa que ella, yendo más allá de los valores más usuales en los cálculos prácticos. Se refiere a las áreas que ocurren bajo la curva de distribución normal entre el valor de la media y cualquier t ; el duplo de este valor dará, según ha quedado establecido (discusión en torno a la figura 3) la probabilidad de que un elemento de la distribución quede comprendido en el intervalo $0 \pm t$.

T A B L A 12

Valores de t en la distribución de Student.

N-1	t .995	t .99	t .975	t .95	t .90	t .80	t .75	t .70	t .60	t .55
1	63.66	31.82	12.71	6.31	3.07	1.376	1.000	.727	.325	1.58
2	9.92	6.96	4.30	2.92	1.89	1.061	.816	.617	.289	.142
3	5.84	4.54	3.18	2.35	1.64	.978	.765	.584	.275	.138
4	4.60	3.75	2.78	2.13	1.53	.941	.741	.569	.271	.134
5	4.04	3.36	2.58	2.02	1.48	.920	.727	.560	.267	.132
6	3.71	3.14	2.45	1.94	1.44	.906	.718	.553	.265	.131
7	3.50	3.00	2.36	1.91	1.43	.896	.711	.549	.263	.130
8	3.36	2.90	2.31	1.86	1.40	.889	.706	.546	.262	.130
9	3.25	2.82	2.26	1.83	1.38	.883	.703	.543	.261	.129
10	3.17	2.76	2.23	1.81	1.37	.879	.700	.542	.260	.129
11	3.11	2.72	2.20	1.80	1.36	.876	.697	.540	.260	.129
12	3.06	2.68	2.18	1.78	1.36	.873	.695	.539	.259	.128
13	3.01	2.65	2.16	1.77	1.36	.871	.694	.538	.259	.128
14	2.98	2.62	2.14	1.76	1.34	.868	.693	.537	.258	.128
15	2.95	2.61	2.13	1.75	1.34	.866	.691	.536	.258	.128
16	2.92	2.58	2.12	1.75	1.34	.865	.690	.535	.258	.128
17	2.90	2.57	2.11	1.74	1.33	.863	.689	.534	.257	.128
18	2.88	2.55	2.10	1.73	1.33	.862	.688	.534	.257	.128
19	2.87	2.54	2.09	1.73	1.33	.861	.688	.533	.257	.127
20	2.84	2.53	2.09	1.72	1.32	.860	.687	.533	.257	.127
21	2.83	2.52	2.08	1.72	1.32	.859	.686	.532	.256	.127
22	2.82	2.51	2.07	1.72	1.32	.858	.686	.532	.256	.127
23	2.81	2.50	2.07	1.71	1.32	.858	.685	.532	.256	.127
24	2.80	2.49	2.06	1.71	1.32	.857	.685	.531	.256	.127
25	2.79	2.248	2.06	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
26	2.78	2.248	2.05	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
27	2.77	2.47	2.05	1.71	1.31	.855	.683	.531	.256	.127
28	2.76	2.47	2.05	1.70	1.31	.855	.683	.530	.256	.127
29	2.76	2.46	2.04	1.70	1.31	.854	.683	.530	.256	.127
30	2.75	2.46	2.04	1.70	1.30	.853	.683	.530	.256	.127
40	2.70	2.43	2.02	1.68	1.30	.853	.683	.530	.256	.126
60	2.66	2.39	2.00	1.67	1.30	.848	.679	.528	.254	.126
120	2.62	2.36	1.98	1.66	1.29	.845	.677	.526	.254	.126
	2.58	2.33	1.96	1.645	1.28	.842	.674	.524	.253	.126

T A B L A 13
Valores de q_u de un suelo, (Ton/m²).

15.96	12.32	17.28
15.63	12.40	16.96
17.60	17.64	14.56

cuya media es $\bar{x} = 15.53 \text{ Ton/m}^2$ y cuya desviación estándar es $\sigma = 1.98 \text{ Ton/m}^2$.

Se aceptará un nivel de confianza de 95% y se desea saber el intervalo de confianza de la media de la población original, para dicho nivel de confianza. Dicho intervalo será:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

substituyendo:

$$15.53 \pm 2.31 \frac{1.98}{\sqrt{9}} = 15.53 \pm 1.53$$

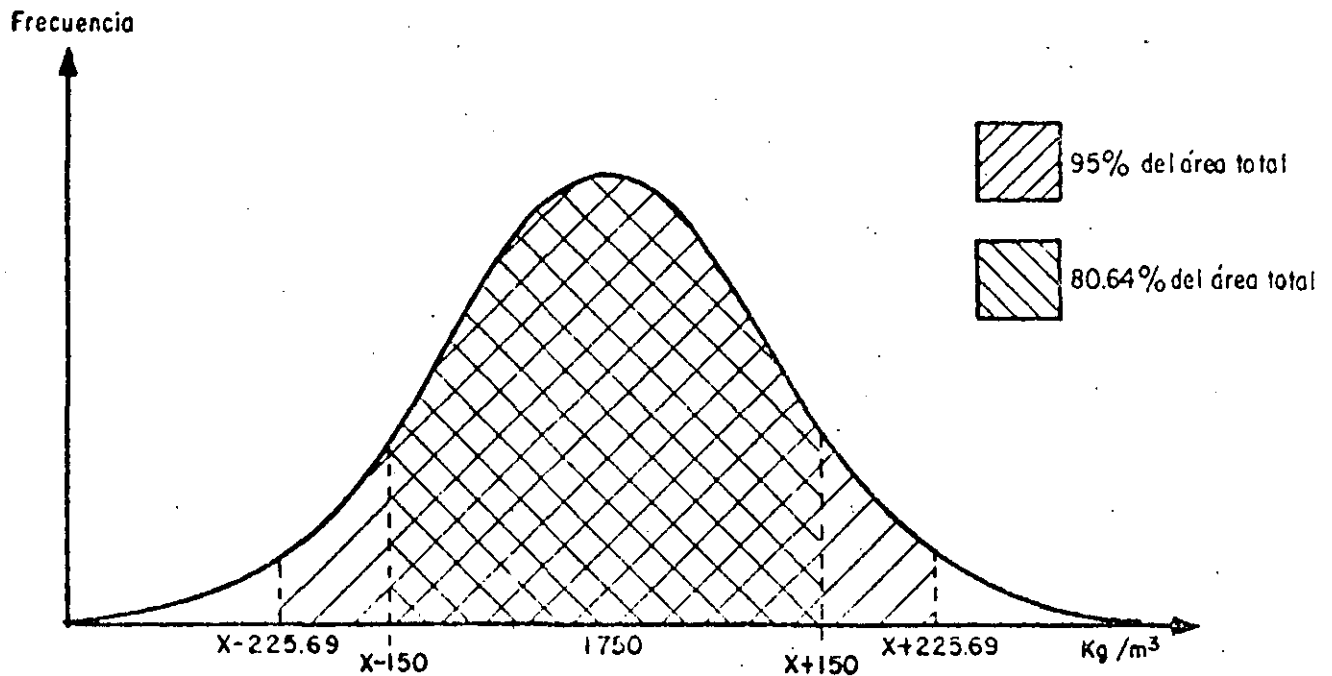


Figura 13. Representación gráfica de intervalos de confianza para la media de una población.

O lo que es lo mismo, hay en la población sujeta a muestreo, un 95% de probabilidades de que la media esté en el intervalo ± 1.53 en torno a la media de la muestra.

El valor 2.31 en los cálculos anteriores se obtuvo de la tabla 12 en el renglón 8 (correspondiente a $N - 1$, en este caso, por ser $N = 9$ y bajo la columna $t_{0.975}$; la razón es que para $t_{0.975}$ quedaría a la derecha una cola bajo la distribución de Student es simétrica, quedará otra cola del lado izquierdo, también de 0.025, con un total fuera del intervalo $\pm t_{0.975}$ de 0.05, de manera que al factor $t_{0.975}$ corresponde un área bajo la curva de 95%, como se desea. Es fácil ver que el valor de t con el que se sitúa la columna de la Tabla 12 que debe leerse, queda dado por la expresión:

$$\frac{100 + \text{nivel de confianza}}{2}$$

Otro cálculo que podría hacerse es el siguiente. Para la misma muestra utilizada ¿qué probabilidad hay de que la media de la población original quede comprendida en el intervalo:

$$15.53 \pm 0.92?$$

Ahora habría que plantear el intervalo de confianza como sigue:

$$15.53 \pm t \frac{1.98}{3}$$

Se tiene:

$$t \frac{1.98}{3} = 0.92$$

De donde:

$$t = \frac{3 \times 0.92}{1.98} = 1.39$$

En la Tabla 12 se ve que, para $N - 1 = 8$, que es el caso, resulta $t_{90} = 1.40$, suficientemente próximo a 1.39. t_{90} deja una cola de 10% de cada lado bajo la curva, o sea que corresponde a un nivel de confianza de 80%, que es la respuesta a la pregunta realizada.

B - 2 Pruebas de hipótesis para la media de una población.

B - 2.1 Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ') es conocida.

Como se vio, cuando se tiene un número de muestras grande (como podría -

ser el caso de la Tabla 5) se puede trabajar sobre la hipótesis de que la desviación estándar de la población original (σ'), es conocida, puesto que puede estimarse a partir de $\sqrt{\frac{s^2}{z}}$, que siempre podrá valuarse.

En rigor, un resultado análogo se tiene cuando se trabaja con una sola muestra, pero muy grande. Si la muestra tuviera tantos elementos como la población original, obviamente $\sigma = \sigma'$; si la muestra es grande, σ puede ser una buena aproximación, a σ' y puede trabajarse sobre la hipótesis σ' conocida, estimándola a partir de σ . En la práctica suele aceptarse esta segunda posibilidad de conocer σ' con tal de que $N \gg 30$.

Para convertir una simple estimación estadística en un programa de control de calidad se hace preciso introducir el concepto de pruebas de hipótesis, también llamadas reglas de decisión.

Lo anterior establece una distinción entre el concepto de estimación estadística y el de existencia de un control con base en tal estimación. Ya se dijo que una estimación estadística permite simplemente establecer cual es la probabilidad de que en un cierto proceso, un cierto concepto (en los anteriores análisis, la media) se encuentre entre unos límites dados. Al dar respuesta a esta pregunta, los métodos estadísticos toman en cuenta automáticamente la naturaleza y variabilidad del proceso en estudio. Cuando un proceso está sujeto a control se va un poco más lejos y no sólo se indican los límites en que inevitablemente varía un cierto concepto, bajo un cierto nivel de confianza, sino que se dice también que significa dicha variación dentro del proceso en estudio, señalándose se la variación que se observe en un momento dado queda dentro del error inherente al proceso (inevitable de acuerdo con las leyes de la estadística) o se sale de él, con una desviación que, de acuerdo con dichas leyes puede evitarse (por lo menos parcialmente) y que debe corregirse, buscando su causa, lo que, en principio, ya no es un problema de control de calidad.

Las reglas de decisión constituyen el ingrediente necesario para convertir una estimación estadística en una regla de control.

Una prueba de hipótesis o regla de decisión es cualquier procedimiento que permita fundar la decisión que se haga con base en estudios estadísticos sobre muestras de un proceso cualquiera. La manera de establecer la validez de una decisión es estudiar dos cursos de acción posibles; el primero denominado hipótesis bajo prueba o hipótesis nula consiste en establecer, por ejemplo, la igualdad de dos conceptos ($c_1 = c_2$); el segundo, denominado hipótesis alterna, consiste necesariamente en una de las siguientes posibilidades:

$$c_1 > c_2$$

$$c_1 < c_2$$

$$c_1 \neq c_2$$

Se dice que se comete un error de juicio del tipo I cuando se rechaza una

hipótesis que debió haber sido aceptada. Cuando se acepta una hipótesis que debió haber sido rechazada, se dice que se comete un error del tipo II.

Al probar una cierta hipótesis existe siempre un cierto riesgo de cometer un error del tipo I. Se denomina nivel de significancia de la prueba que se haga, la máxima probabilidad que se acepta de cometer un error de tipo I. -- Así, si al realizar una prueba de hipótesis se escoge un nivel de significancia de 5%, se está expresando que se aceptan 5 posibilidades en cada 100 de rechazar la hipótesis, deviendo aceptarla. El complemento a 100 del nivel de significancia se denomina nivel de confianza. En el ejemplo anterior se tendría un 95% de confianza de aceptar la hipótesis que debió ser aceptada. En rigor, el concepto de nivel de confianza que se acaba de definir coincide exactamente con el nivel de confianza que se ha venido manejando en páginas anteriores.

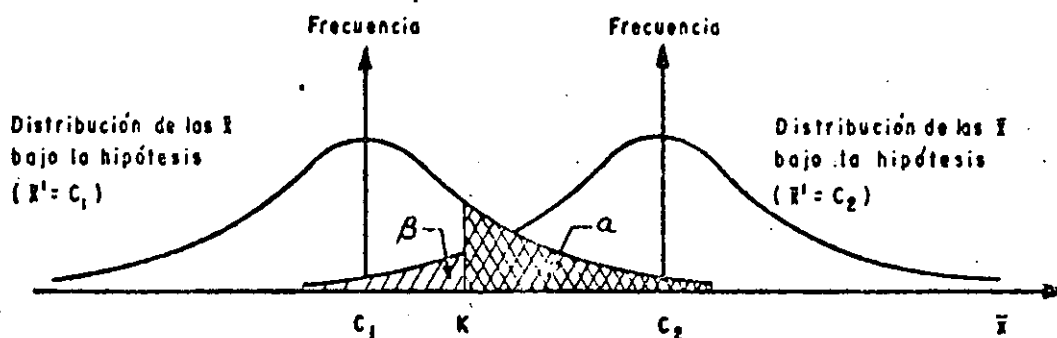


Figura 14. Probabilidad de los errores tipos I y II en pruebas de hipótesis.

Supóngase que se trata ahora de probar la hipótesis de que la media de una población (\bar{X}') es igual al valor C_1 , contra la hipótesis alterna de que dicha media sea igual al valor C_2 , donde $C_2 > C_1$; si se supone que \bar{X} (la media de las muestras de que se disponga) tiene una distribución normal, la Fig. 13 muestra en forma gráfica la relación entre los errores de juicio tipo I y Tipo II correspondientes al caso. La Figura muestra dos curvas de Gauss que se tendrían para el caso en que la distribución de las \bar{X} fuera normal y su media ($\bar{X} = \bar{X}'$, según ya se vio) fuese C_1 , y para el caso análogo, en que valiera C_2 . Obviamente ambas curvas deben de ser iguales, pues representan la misma distribución, por hipótesis; únicamente estarán desplazadas el segmento $C_2 - C_1$.

La regla de decisión para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba propuesta sería la siguiente:

Si la hipótesis $\bar{x}' = c_1$ es aceptable, la curva de la izquierda de la Fig. 14 representaría la verdadera distribución de las \bar{x} ; obviamente esa curva se extiende desde el $-\infty$ a $+\infty$ del eje de las \bar{x} ; por lo que en principio cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra real podría ser abscisa de un punto de dicha curva y no se podría tener ningún criterio discriminativo para saber si la hipótesis bajo prueba se está cumpliendo o no; por así decirlo, cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra podría asignarse a cualquier distribución.

Imagínese que se adopta un parámetro k , sobre el eje de las \bar{x} (Fig. 14), comprendido entre c_1 y c_2 . Podría establecerse el siguiente criterio como razonable. Si \bar{x} procedente de una muestra de la población es menor que k podría considerarse aceptable la hipótesis de que c_1 es la media de la distribución; por el contrario, si la media de la muestra resultara mayor que k , podría decirse que la hipótesis es rechazable. Al hacer esto se cometería un error del tipo I en todos los casos en que \bar{x} fuese mayor que k , pues se estaría rechazando la hipótesis de prueba ($\bar{x}' = c_1$), a pesar de que la media de la muestra se sigue moviendo bajo puntos sobre la curva normal de la izquierda. De acuerdo con ideas ya expuestas con anterioridad, el área de la Fig. 14 está señalando automáticamente la probabilidad de cometer un error del tipo I si se sigue el criterio de decisión que se ha señalado.

Si $\bar{x} > k$, la hipótesis bajo prueba debe rechazarse y, dentro de las reglas de juego de este método, la hipótesis alterna ($\bar{x}' = c_2$) debe aceptarse. En este caso la curva normal de la derecha en la Fig. 14 se tomaría como la que realmente representa la distribución de las \bar{x} . Este hipótesis alterna se aceptará en tanto $\bar{x} > k$, pero si $\bar{x} < k$ se habrá aceptado una hipótesis que en realidad debió haberse rechazado, o lo que es lo mismo, se habrá cometido un error del tipo II. Luego el área β de la Fig. 14 representa la probabilidad de cometer un error del tipo II cuando se sigue la secuela de decisión arriba descrita.

Puede observarse en la Fig. 14 que al aumentar el valor de k se reduce el área α y, como consecuencia disminuye la probabilidad de cometer un error del tipo I, pero se incrementa el área β , aumentando la probabilidad de cometer un error del tipo II. En muchos tratados se establece como principio de toda prueba de hipótesis que se aplique al control de calidad, que entre todas las pruebas que posean la misma probabilidad de cometer un error del tipo I, debe elegirse aquella que tenga más pequeña la probabilidad de cometer un error del tipo II.

A continuación se detallan los pasos con los que se aplicaría en un caso dado una prueba de hipótesis, de acuerdo con la secuela propuesta.

1. Establézcanse la hipótesis bajo prueba y la alterna. El criterio para ello deberá de salir de un manejo razonable de la información previa de que se disponga para el problema de que se trate.

2. Selecciónese el nivel de significancia α en que se desea trabajar.

3. Selecciónese el tipo de distribución que se considerará para las medias de las muestras (\bar{x}) en el problema. Siendo conocida σ como es el caso que ahora se estudia, será razonable pensar que la distribución de las \bar{x} es normal.

4. Encuéntrase la región crítica, fijando el valor del parámetro k . Esto ha de hacerse en términos del problema específico que se tenga entre manos.

5. Determinése la región de aceptación y la de rechazo. La región de rechazo es el área α de la Fig. 14.

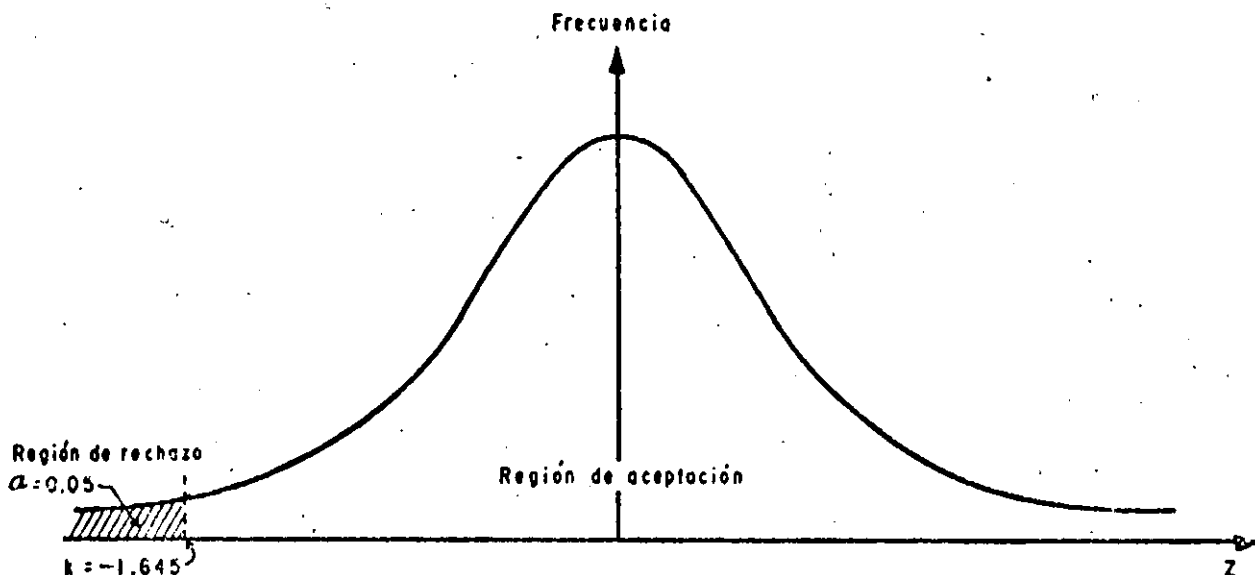


Figura 15. Determinación de la región crítica por medio del valor de k en una prueba de hipótesis a un extremo.

6. Selecciónese una muestra aleatoria de N elementos. Determinése el parámetro k_0 , con base en la distribución supuesta en el punto 3, que servirá de base de compactación con el valor de k previamente elegido, para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba.

Como ejemplo de ilustración, considérese la muestra constituida por el quinto renglón de la Tabla 5. La media de esa muestra es 1750 kg/m³ (\bar{x}). Se supondrá conocida la desviación estándar de la población original (σ'), igual a σ/\sqrt{N} . La hipótesis bajo prueba consistirá en la siguiente aseveración: La media de la población original (\bar{x}'), vale 1677.5 kg/m³.

Como hipótesis alterna se adoptará la siguiente:

La media de la población original (\bar{x}') es menor que 1677.5 kg/m³.

Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95%. Por lo tanto el nivel de significación de la prueba de hipótesis será $0.05 = \alpha$.

Los enunciados anteriores cubren los puntos 1 y 2 de la secuela de aplicación que más arriba se ha escrito.

3. Se considerará normal la distribución de la media de la muestra (\bar{x}).

4. Para elegir k se razonará como sigue, con base en la Fig. 15. Puesto que la distribución de \bar{x} es normal, podrá dibujarse la curva de Gauss correspondiente. El valor de α es 0.05, lo que quiere decir que el área α de be incluir al 5% de las posibilidades de x .

En la fórmula anterior se vio un mecanismo de cambio de variable frecuente en cálculos estadísticos y al cual es conveniente recurrir, entre otras cosas por que las tablas de áreas bajo la curva normal disponibles en la literatura suelen estar en términos de la nueva variable z :

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

En la fórmula anterior se deseaba el cambio de la variable x , con media \bar{x} y desviación estándar σ a z . Correspondientemente, ahora se cambiará la variable \bar{x} , con media \bar{x}' y con desviación estándar σ' / \sqrt{N} , tal como se vio, a z , resultando esta última:

$$z = \frac{\bar{x}' - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}}$$

Con base en la variable "normalizada" puede verse en la Tabla 11, para el nivel de confianza de 95% (nivel de significación 0.05), cual es el valor de la abscisa z tal que un área 0.05 de la total quede a la izquierda. Se debe reflexionar como sigue. En este caso, la prueba de hipótesis consiste sólo en juzgar si la media de la población original es igual o menor que 1677.5 kg/m³; es decir, interesa analizar sólo un área α a la izquierda de la curva normal e igual al nivel de significación. La semi-área de la derecha de la curva normal vale 0.5, pero a la izquierda sólo se tendrá un área igual a 0.45 del total, siendo α el 0.05 restante. En la Tabla 11 se ve que para un área 0.45 el valor de $z = t$ resulta ser -1.645 (el signo negativo se debe a que está a la izquierda de la media), el cual se obtiene interpolando entre las áreas 0.4495 y 0.4505, que si están en la Tabla. Así, en el caso que se analiza, resulta $z = -1.645$. Ese es el valor de k que debe elegirse en el caso.

5. La región de aceptación será toda el área bajo la curva normal a la derecha de k y la de rechazo será el área bajo la curva normal a la izquierda de k .

6. El valor de k_0 será el valor particular de z correspondiente a los datos de la muestra obtenida; es decir, se obtendrá con la aplicación de la fórmula anterior.

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1750.0 - 1677.5}{115.15}$$

Debe recordarse (Tabla 5) que:

$$\frac{\sigma'}{\sqrt{N}} = \sigma_{\bar{x}} = 115.15$$

De lo anterior resulta:

$$z = k_0 = \frac{72.50}{115.15} = 0.63$$

Simplemente al ver que el resultado dio con signo positivo, ya se puede afirmar que k_0 resultó en la región de aceptación de la Fig. 15; es decir, puede afirmarse, con 95% de confianza que la media de la población original correspondiente a la muestra estudiada es igual a 1677.5 kg/m³.

La potencia de un cálculo como el anterior en un problema práctico de control de calidad es evidente. Imagínese que se tiene que controlar la compactación de un gran tramo de camino y que en un subtramo del mismo se toman las medidas de control que forman la Tabla 5. Con estos valores podrá conocerse la $\sigma_{\bar{x}}$ y con este dato, más el cálculo anterior, podrá estimarse la media de la compactación obtenida en todos los demás subtramos del camino, con base en un muestreo mucho más sencillo, rápido y económico y al nivel de confianza que se desee. Naturalmente que para extender a los demás subtramos el análisis estadístico hecho en uno sólo deberán conservarse las mismas características de materiales, equipo de compactación, etc. Si en estas condiciones, en un subtramo se encontrara que, bajo una prueba de hipótesis con el mismo nivel de confianza, la media de la población se dispara, saliéndose de la región de aceptación, podrá afirmarse que en ese subtramo el proceso de compactación se fue de control por alguna causa ajena al proceso mismo, que deberá ser investigada por la metodología normal.

El ejemplo anterior se denomina en estadística prueba de un extremo y se tiene cuando la hipótesis alterna expresa únicamente una condición de "mayor que". Pueden, sin embargo, plantearse otras pruebas de hipótesis, tal como podría ser la del ejemplo siguiente, representativo de una prueba de dos extremos:

Como hipótesis bajo prueba se aceptará el siguiente enunciado: la media de la población original (Tabla 5) vale 1677.5 kg/m³.

La hipótesis alterna será: la media de la población original es diferente que 1677.5 kg/m³.

El nivel de confianza en que se desea trabajar es 95% (nivel de significación, $\alpha = 0.05$). Se considerará como muestra de la población al vigésimo renglón de la Tabla 5, cuya media es 1780 kg/m³.

Otra vez, los enunciados anteriores cubren los pasos 1 y 2 de la secuencia de la prueba de hipótesis, por lo que se comenzará a partir del paso 3.

3. Se aceptará una distribución normal para la media de la muestra (\bar{x}).

4. El valor de k resultará de la Tabla 11, considerando que ahora el valor de z se puede apartar de la media por la derecha o por la izquierda. Como la probabilidad de que la media de la población original se vaya a un lado u otro del valor prefijado es la misma, el nivel de significación se dividirá en dos áreas simétricamente situadas respecto a la media de la distribución normal (Fig. 16); habría dos áreas de 0.025, una a cada lado. En la Tabla 11 se ve que para un área de la mitad de la curva normal de 0.475 (que es $0.5 - 0.025$) se obtiene $t = k = \pm 1.96$.

5. La región de aceptación de la hipótesis será toda el área bajo la curva normal entre las dos áreas rayadas de la Fig. 16 y, correspondientemente, la región de rechazo estará formada por las dos áreas aludidas.

6. El valor de k_0 será:

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1780.0 - 1677.5}{115.15} = \frac{102.5}{115.15} = 0.89$$

Como se ve, la hipótesis propuesta debe aceptarse; es decir, con 95% de confianza la hipótesis es aceptable, de modo que de cada 100 veces, el aceptarla no conducirá a errores en 95 ocasiones, teniéndose un error del tipo I en 5.

Caben los mismos comentarios de aplicación práctica hechos anteriormente.

B - 2.2. Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ) sea desconocida.

En este caso, la media de la población debe ser estimada a partir de la media de la muestra, pero por lo demás, tal como se vio en el apartado B 1.2 de este mismo párrafo, los métodos estadísticos de trabajo son similares al caso anterior. Desde luego, la distribución de las medias de las muestras ya no es normal, sino del tipo Student (Tabla 12).

La variable normalizada, equivalente a la z anterior es:

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{x}'}{\sigma / \sqrt{N}}$$

Con base en esa variable normalizada t y usando la Tabla 12 es posible encontrar el valor concreto de t que corresponda al nivel de significación -- con el que se haga la prueba de hipótesis (este es el valor de k antes mencionado, que define la región de rechazo). El valor de k a comparar para efectuar la prueba será dado por la misma fórmula anterior, introduciendo en ella los valores correspondientes a la muestra de que se disponga.

A modo de ejemplo y considerando como muestra los valores de q_u dados en la Tabla 13 ($\bar{x} = 15.53 \text{ Ton/m}^2$; $\sigma = 1.98 \text{ Ton/m}^2$), se efectuará una prueba de hipótesis con la siguiente hipótesis bajo prueba: "la media de la población original vale 16 Ton/m²" y la siguiente hipótesis alterna: "la media de la población original es menor que 16 Ton/m²".

Se desea un nivel de significación de 0.05, equivalente a un nivel de confianza de 95%.

En la Tabla 12 se ve que para una prueba de un solo extremo, como es la propuesta y en el renglón $N - 1 = 8$, se obtiene $t_{0.95} = \pm 1.86$.

El valor de k_0 resultará:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 16.00}{1.98 / \sqrt{9}} = \frac{-3 \times 0.47}{1.98} = -0.71$$

-0.71 es menor que -1.86 (como se trata de una prueba "menor que" se toma el valor de k a la izquierda de la media, o sea -1.86). De lo anterior se deduce que la hipótesis debe ser aceptada o, lo que es lo mismo, la media de la población original es 16.0 Ton/m² con 95% de probabilidades de no cometer un error de tipo I.

El anterior es un ejemplo de una prueba de un extremo y también ahora cabe hacer una prueba a dos extremos, tal como podría ser la que sigue.

Hipótesis bajo prueba: la media de la población de la cual los valores de la Tabla 13 son una muestra, vale 25.5 Ton/m².

La hipótesis alterna será que la media de la población es diferente que 25.5 Ton/m².

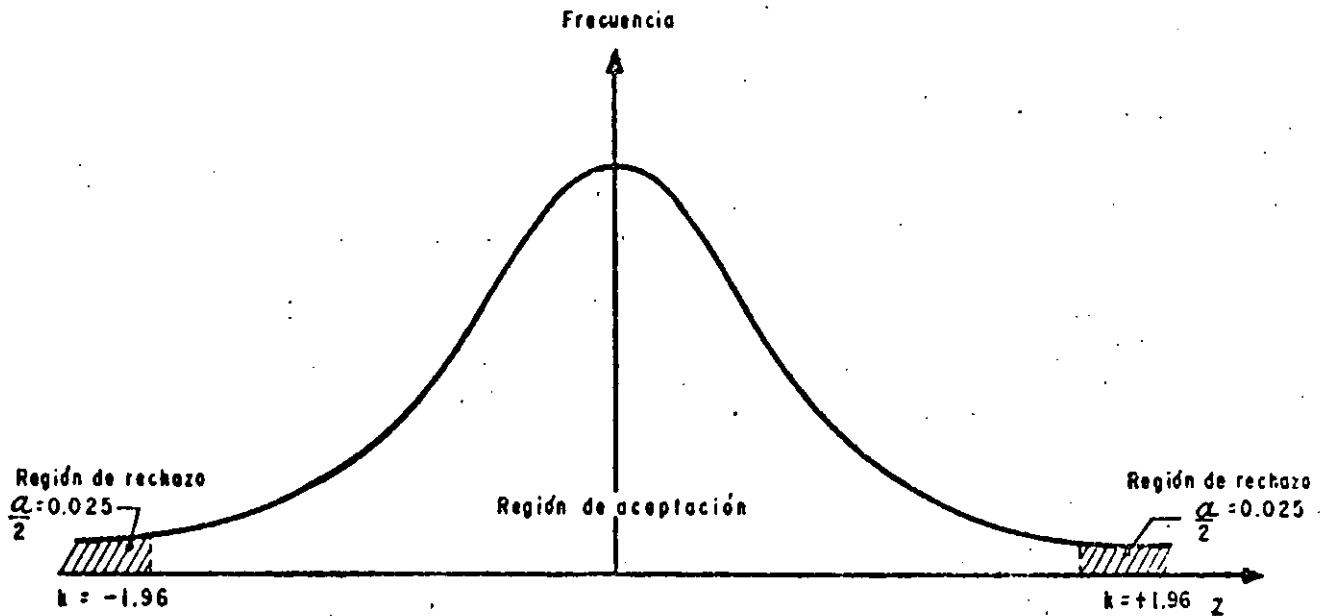


Figura 16. Determinación de la región crítica por medio de en una prueba de hipótesis a dos extremos.

Se desea trabajar con un nivel de significación de 0.1 (nivel de confianza, 90%).

En la búsqueda en la Tabla 12 debe tenerse ahora en cuenta que en una prueba de dos extremos, con nivel de confianza de 90% debe quedar un área de 0.05 a cada lado de la distribución de Student, pero como la Tabla da valores de t correspondientes a áreas de un sólo lado, deberá buscarse el coeficiente bajo la columna $t_{0.95}$; opcionalmente podrá usarse la regla anterior para conocer el índice de t bajo el cual ha de buscarse el coeficiente, en el renglón $N - 1$. En este caso para $N - 1 = 8$ y $t_{0.95}$ se tiene $k = 1.86$.

El valor k_0 resultará ahora de la expresión:

$$k_0 = \frac{15.53 - 25.50}{1.98 / \sqrt{9}} = - \frac{3 \times 9.97}{1.98} = - 15.1$$

Valores de χ^2 la distribución del mismo nombre

N-1	$\chi^2_{.995}$	$\chi^2_{.99}$	$\chi^2_{.975}$	$\chi^2_{.95}$	$\chi^2_{.90}$	$\chi^2_{.75}$	$\chi^2_{.50}$	$\chi^2_{.25}$	$\chi^2_{.10}$	$\chi^2_{.05}$	$\chi^2_{.025}$	$\chi^2_{.01}$	$\chi^2_{.005}$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	.455	.102	.016	.0039	.0010	.0002	.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	.575	.211	.103	.0506	.0201	.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	.584	.352	.216	.115	.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.76	5.39	3.36	1.92	1.06	.711	.483	.297	.207
5	16.7	15.2	12.8	11.15	9.2	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	.831	.554	.413
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	.872	.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.18	1.69	1.24	.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.35	7.57	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.2	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.2	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.7	30.6	27.5	25.1	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.25	5.22	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.73	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.45	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.29	7.43
21	41.4	38.8	35.6	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.02
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.2	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.03	24.3	19.9	16.5	14.5	13.15	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.5	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.7	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	43.0	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.12	82.4	77.9	74.2	70.1	67

Obviamente - 15.1 se sale del intervalo de aceptación, limitado por los valores ± 1.86 , de manera que la hipótesis bajo prueba debe ser rechazada y - 25.5 no representa a la media de la población en el nivel de confianza establecido.

Una prueba como la anterior, independientemente de que se han usado valores muy disparados, cuya significación se ve a simple vista, podría servir para calibración de un equipo de laboratorio o para saber cuando se sale de control un proceso que implique la determinación continua de la resistencia a la compresión simple de un mismo material durante un cierto lapso de tiempo. En cualquier caso se tendría una serie de datos previos que podrías tomarse muy apropiadamente como la media y la desviación estándar de la muestra. Un día determinado la máquina de prueba da para el mismo material una serie de valores cuyo promedio se aparta sospechosamente de la media usual. Una prueba de hipótesis como la anterior podría indicar a un ingeniero si esa desviación es inherente al proceso o representa un efecto fuera de control, porque la máquina haya perdido calibración o por que haya habido error de prueba, por ejemplo por influencia de un nuevo operador (desde luego, se considera que no hay cambio de material).

B - 3 Métodos para la estimación de la desviación estándar de una población.

La estimación estadística consiste, al igual que en el caso de la media (apartado B - 1), en establecer el intervalo de confianza para la desviación estándar de la población, después de fijar el nivel de confianza de trabajo.

En los textos de estadística, el intervalo de confianza de la desviación estándar se establece más bien a través del concepto de variancia (σ^2), que fue mencionado en el párrafo 2 de este trabajo. También se demuestra en aquellas fuentes que la distribución de la variancia de una distribución normal no es normal, sino del tipo conocido con el nombre de distribución χ^2 (Tabla 14).

La fórmula que limita el intervalo de confianza de la variancia en este caso es como sigue:

$$\frac{N \sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma'^2 < \frac{N \sigma^2}{\chi_c^2}$$

Donde:

N, es el número de elementos de la muestra representativa de la población.

σ , es la desviación estándar de dicha muestra. El cuadrado de ese valor es la variancia correspondiente.

σ' , es la desviación estándar de la población original, cuyo valor se está estimando.

χ^2_c y χ^2_c , son los límites de la variable de distribución ahora en uso. Si se trabaja con nivel de confianza cualquiera, por ejemplo, 90%, en la Tabla 14 pueden obtenerse ambos valores. El área bajo la curva es como siempre igual a la unidad. Los límites χ^2_c y χ^2_c , deben ser tales que dividan el área con tres porciones, una central de valor igual al nivel de confianza elegida y dos laterales, respectivamente iguales a la mitad del complemento a uno del nivel de confianza. Se éste vale 90% como se dijo, los valores deberán buscarse en las columnas $\chi^2_{0.05}$ y $\chi^2_{0.95}$ en el renglón N-1.

A modo de ejemplo supóngase la muestra dada por los valores de la Tabla 13, cuya media es 15.53 Ton/m² y cuya desviación estándar es de 1.98 Ton/m².

La pregunta que podría hacerse es en que intervalo de valores se encontrará la desviación estándar de la población, con un 90% de probabilidad (nivel de confianza), a partir de la desviación estándar de la muestra.

Para el caso $N = 9$, $\sigma^2 = 1.98^2 = 3.92$ $\chi^2_c = 15.5$ $\chi^2_c = 2.73$; por consiguiente:

$$\frac{9 \times 3.92}{15.5} < \sigma^2 < \frac{9 \times 3.92}{2.73}$$

Obteniéndose el intervalo:

$$2.28 < \sigma^2 < 12.92$$

Por lo tanto la desviación estándar de la población estará comprendida en el intervalo.

$$1.51 < \sigma < 3.59$$

Lo anterior quiere decir que, con base en los datos de la muestra manejada puede decirse con un 90% de confianza, que la desviación estándar de la población a la que la muestra pertenece está comprendida entre los límites señalados.

Si se hace crecer el nivel de confianza, crecerá correspondientemente el intervalo obtenido.

La fórmula anterior se presta también para resolver otra variante del problema, que consistiría en conocer cual es la probabilidad de que la desvia

ción estándar de la población original se encuentre entre unos límites prefijados. A modo de ejemplo, se calculará la probabilidad de que la desviación estándar en cuestión quede comprendida entre los límites 2.0 y 3.0. La expresión anterior podrá escribirse ahora como:

$$4.0 = \frac{N\sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma^2 < \frac{N\sigma^2}{\chi_c^2}$$

De donde:

$$\chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{4} = 8.82 \text{ y } \chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{9.0} = 3.92$$

En la Tabla 14 se ve que dichos límites corresponden a $(N - 1 = 8) \chi_{0.65}^2$ y a $\chi_{0.15}^2$. Lo anterior quiere decir que a un lado de la distribución χ^2 queda un área de 0.35 y al otro, otra de 0.15, por lo que en total, el intervalo de confianza queda correspondiendo a un área de $1.0 - (0.35 + 0.15) = 0.50$. - Así pues, existe un 50% de probabilidades de que la desviación estándar de la población original se encuentre entre los límites prefijados, de 2.0 y 3.0. - La situación se representa en la Fig. 17 en la que además puede apreciarse la forma típica de la distribución χ^2 .

Cabe el comentario de que una distribución χ^2 se va pareciendo más y más a una normal, a medida que N crece.

B - 4 Prueba de hipótesis para la desviación estándar de una población.

El mecanismo de estas pruebas de hipótesis es enteramente igual al comentado para el caso de la media de la población. La distribución a aplicar ahora es sistemáticamente la χ^2 , que es la distribución teórica de la variancia. En el caso que se analiza puede haber también pruebas de uno o dos extremos.

$$\chi^2 = \frac{N\sigma^2}{\sigma_0^2}$$

que será la fórmula a considerar en este caso para establecer el valor de k_0 .

A modo de ilustración y con base en los datos de la Tabla 5, se hará la siguiente hipótesis bajo prueba; la desviación estándar de la población original vale 258 kg/m³. La hipótesis alterna será: la desviación estándar de la

población original es menor que 258 kg/m^3 .

Se considera como muestra bajo estudio al renglón No. 13 de la Tabla 5.- Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95% (nivel de significación igual a 0.05).

El valor de k se establece con la Tabla 14. Puesto que la prueba es a un sólo extremo y se desea separar los valores de la desviación menores que el propuesto, el área α_0 quedará ahora a la izquierda de la distribución χ^2 , limitada por el valor $\chi^2_{0.05}$, que en la tabla resulta $(N - 1 = 4) 0.711$.

El valor de k_0 se obtendrá aplicando la fórmula:

$$\chi^2 = k_0 = \frac{5 \times 230^2}{258}$$

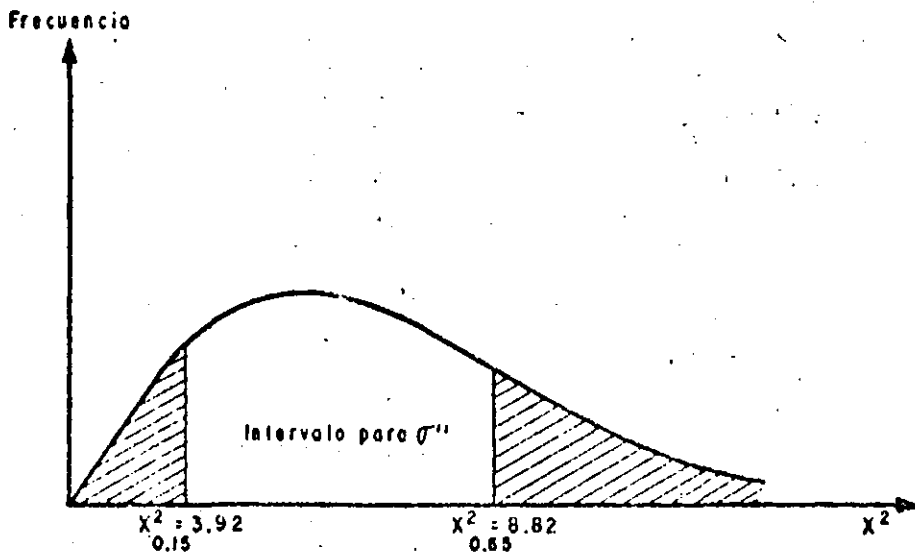


Figura 17. Cálculo de la probabilidad de que esté en un intervalo prefijado.

En la Tabla 5 (Décimo tercer renglón) se ve que la desviación estándar de la muestra σ es 230.2 kg/m^3 . El valor $\sigma' = 258 \text{ kg/m}^3$ es la hipótesis bajo prueba.

Resulta:

$$k_0 = 3.98$$

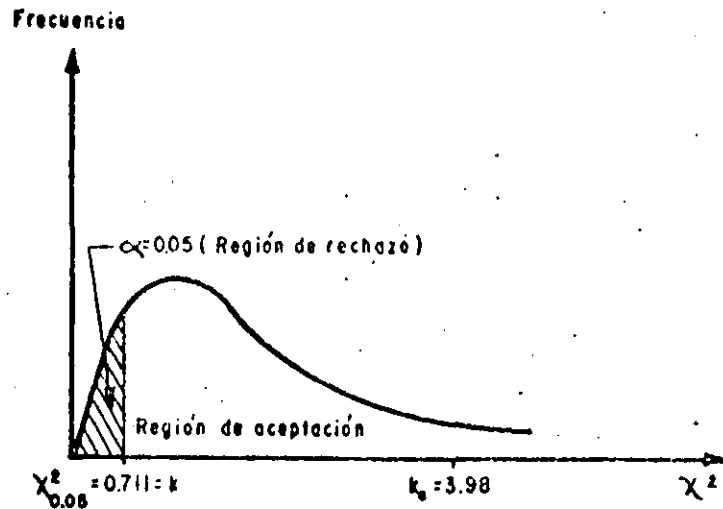


Figura 18. Prueba de hipótesis a un solo extremo, para la variancia.

3.98 > 0.711, por lo que cae en la región de aceptación, lo que indica que la hipótesis debe ser aceptada con 95% de confianza y con 5% de probabilidad de cometer un error del tipo I. La Fig. 18 muestra la situación a que se ha llegado.

Un ejemplo de una prueba de hipótesis con los extremos sería el siguiente:

Hipótesis bajo prueba: la desviación estándar de la población original es igual a 258 kg/m³. La hipótesis alterna: la desviación estándar de la población original es diferente de 258 kg/m³.

Ahora, si se trabaja con el mismo nivel de significación que antes se usó, deberá quedar bajo la distribución χ^2 un área de rechazo a la izquierda igual a 0.025 y un área de rechazo a la derecha, del mismo valor.

Los correspondientes valores de k se obtienen de la Tabla 14 y son:

$$\chi^2_{0.025} = 0.483$$

$$\chi^2_{0.975} = 11.1$$

El valor de k_0 sería el mismo calculado en el ejemplo anterior, igual a 3.98.

Se observa que 3.98 queda dentro del intervalo de aceptación, por lo que la hipótesis bajo prueba es aceptable con 95% de probabilidades. La Fig.19 - ilustra este ejemplo.

Las pruebas de hipótesis para la variancia o para la desviación estándar, que automáticamente queda también involucrada, tienen aplicación práctica en los problemas en que se controle la variabilidad de un proceso sujeto a control. Si se viene midiendo un cierto concepto, se conoce su desviación estándar durante el lapso de medición; si por cualquier razón, en una nueva muestra aparece un valor de la desviación estándar diferente del usual, una prueba como las anteriores puede hacer ver si el cambio corresponde a características propias de la aleatoriedad del proceso y, por ende, inevitables o si, por el contrario, se debe a factores extraños al proceso que pueden y deben corregirse.

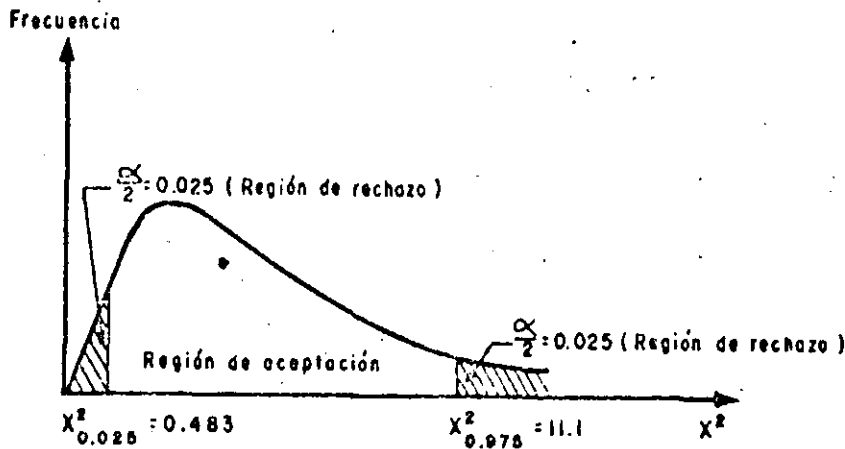


Figura 19. Prueba de hipótesis a dos extremos, para la variancia.

B - 5 Comparación de dos medias.

En muchas ocasiones surge la conveniencia de establecer si existen o no diferencias significativas entre las medias de dos muestras de un mismo concepto bajo control. Generalmente las dos muestras corresponden a la misma población, pero en principio, los métodos que ahora se establecen podrían servir para comparar las medias de dos poblaciones diferentes. También, con frecuencia, el objeto de estos análisis es determinar si las dos muestras pueden considerarse de la misma población, quizá para decidir si el proceso que produjo una de ellas es o no superior al que produjo la otra. Por ejemplo, podría querer dilucidarse si un laboratorio trabaja mejor que otro al hacer una cierta prueba o si dentro del mismo laboratorio un cierto detalle, añadido a la metodología de una prueba, es o no significativo.

La técnica de la comparación incluye la realización de una prueba de hipótesis, en la que la hipótesis bajo prueba es:

$$\bar{x}_A = \bar{x}_B$$

Es decir, se establece la igualdad de las medias de las poblaciones A y B.

La hipótesis alterna puede tener una de las tres formas siguientes:

$$- x'_a \neq x'_b$$

$$- x'_a > x'_b$$

$$- x'_a < x'_b$$

La prueba en sí se realiza exactamente igual que otras ya estudiadas, rechazándose la hipótesis bajo prueba cuando el valor estadístico de la prueba caiga fuera de la región de aceptación. La primera de las tres hipótesis alternas conduce a una prueba en dos extremos, en tanto que las dos siguientes dan lugar a pruebas en un extremo.

Puesto que la distribución de las muestras está afectada por la desviación estándar de la población original es necesario para efectuar las pruebas de hipótesis conocer este último valor o determinarlo por algún procedimiento. En este caso caben tres posibilidades en torno a este problema.

σ'_A y σ'_B son conocidas

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De las posibilidades anteriores, la primera es poco frecuente en la práctica, en tanto que la segunda es, con mucho, la que más se presenta; la tercera posibilidad no es rara y debe acogerse a ella el análisis cuando exista motivo fehaciente para pensar que efectivamente σ'_A y σ'_B son distintas.

Existen pruebas que pueden ayudar a dilucidar si las desviaciones estándar σ'_A y σ'_B son en realidad iguales o distintas.

A continuación se analizarán por separado los procedimientos para la realización de las pruebas de hipótesis en cada uno de los tres casos arriba mencionados.

B - 5.1 σ_A y σ_B son conocidas.

En este caso el proceso estadístico puede tratarse como un proceso compuesto, con la variable $x_A - x_B$ jugando el papel que usualmente se asigna a x . La variable normalizada puede obtenerse siguiendo la regla dada por la fórmula anterior, si bien expresada en la fórmula que aparece en la hoja 69, puesto que el interés del análisis se centra en la comparación de los valores medios de la variable y no en ésta misma.

La desviación estándar del proceso compuesto deberá calcularse con la expresión que aparece en primer término en la hoja 17. Tomando en cuenta todo lo anterior, la variable normalizada será:

$$z = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{\sqrt{\frac{\sigma_A'^2}{N_A} + \frac{\sigma_B'^2}{N_B}}}$$

Esta variable tendrá una distribución normal.

Habrá ahora que establecer el nivel de confianza en el que se desea trabajar, obteniéndose de la Tabla 11 el valor de z correspondiente a dicho nivel k ; este valor deberá compararse con el obtenido de la misma ecuación anterior, calculando particularizándolo para las condiciones del problema (k_0).

A modo de ejemplo imagínese que se tienen muestreados dos tramos de un cierto camino, en lo que se refiere a trabajos de compactación. Ambas muestras podrían ser similares a la Tabla 5.

Supóngase también que los valores muestrales resultaron ser:

$$\bar{x}_A = 1722.3 \text{ kg/m}^3 \quad \bar{x}_B = 1689.5 \text{ kg/m}^3$$

$$N_A = 100 \quad N_B = 81$$

$$\sigma_A = 110.4 \text{ kg/m}^3 \quad \sigma_B = 112.6 \text{ kg/m}^3$$

Se desea saber si, estadísticamente hablando, hay o no diferencias significativas entre ambas poblaciones, en referencia a sus valores medios. Se desea establecer la conclusión con un nivel de confianza de 95%. En otras palabras, se desea saber con 95% de confianza, si el trabajo de compactación en los dos tramos es equivalente, supuesto que se han utilizado "aparentemente" los mismos materiales.

Se planteará la siguiente prueba de hipótesis:

Hipótesis bajo prueba:

$$\bar{x}'_A = \bar{x}'_B$$

Como hipótesis alterna se adoptará la de que

$$\bar{x}'_A \neq \bar{x}'_B$$

El valor de k podrá obtenerse de la Tabla 11. Puesto que es una prueba en dos extremos, habrá que buscar el valor del área igual a 0.0475, obteniéndose $t = \pm 1.96$.

Nótese que también hubiera podido utilizarse la Tabla 10, por estar 95% incluido en ella.

El valor de k_0 puede obtenerse de la expresión anotada en primer lugar en la hoja 74:

$$\begin{aligned} z = k_0 &= \frac{1722.3 - 1689.5}{\sqrt{\frac{110.4^2}{100} + \frac{112.6^2}{81}}} \\ &= \frac{32.8}{\sqrt{121.88 + 156.53}} \\ &= \frac{32.8}{16.7} = 1.96 \end{aligned}$$

Por casualidad el valor de k_0 resultó igual al límite superior de aceptación (1.96), por lo que podría adoptarse el criterio de aceptar la hipótesis y considerar que el trabajo de compactación hecho en los dos tramos en estudio es equivalente.

Lo anterior amerita algunas reflexiones. En primer lugar el método propuesto parece una forma muy racional de establecer una base de decisión para muchas disyuntivas de las que usualmente se presentan en trabajos de residencia y construcción, conectados con las obras viales. Sería muy útil normar la decisión en la disyuntiva con un criterio como el arriba expuesto, sin duda mejor que el simple sentimiento personal.

En segundo lugar, destaca en el ejemplo la superioridad de los métodos estadísticos de control, respecto a los meramente observacionales. Podría imaginarse que la población A tuviese el grado de compactación de 100%; es decir, que 1722.3 kg/m³ fuese el peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba de control en uso. En tal caso, el valor de 1689.5 kg/m³, obtenido como media de la muestra B representaría el 98% de grado de compactación. Si se tratase de una obra con grado de compactación especificado de 100%, el tramo B sería rechazado por un inspector rigorista (o, mejor dicho, justo); sin embargo, el tramo no merece el rechazo. Naturalmente que en el ejemplo anterior los valores resultaron muy próximos y la discusión que se hace podría resultar un poco académica, pero frecuentemente se plantean situaciones conceptualmente similares con valores bastante más desviados. Lo importante es que el juicio por sentimiento, por mejor respaldado que esté en una sólida experiencia precedente, no puede aspirar a diversificar a ojo los errores inherentes a un proceso aleatorio, de aquellos que emanan de una manipulación defectuosa y que pueden corregirse.

La Fig. 20 muestra en croquis gráfico la situación del ejemplo.

B - 5.2 σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

El proceso estadístico debe tratarse en este caso también como un proceso compuesto, teniendo en cuenta, además, que la distribución de las medias de las muestras no es normal, sino del tipo de Student, que ya ha sido mencionado. La variable normalizada tiene la expresión correspondiente a la fórmula anterior y, para el caso presente, puede escribirse:

$$t = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{s \left(\frac{1}{N_A} + \frac{1}{N_B} \right)^{1/2}}$$

Una discusión de los casos en que el uso de la distribución de Student conduce a soluciones matemáticamente exactas o a soluciones únicamente aproximadas y del grado de aproximación en éstas soluciones.

En la expresión anterior:

$$s = \left(\frac{N_A \sigma_A^2 + N_B \sigma_B^2}{N_A + N_B - 2} \right)^{1/2}$$

El mecanismo de la prueba de hipótesis es, por otra parte, similar a todas las demás que se han descrito. Habrá que fijar un nivel de confianza a criterio y, con base en él, obtener en la Tabla 12 los valores de t que correspondan, tomando en cuenta si la prueba es de uno o dos extremos y calculándolo en el renglón correspondiente a $N_A + N_B - 2$.

Después habrá de calcular un valor de k_0 con base en la expresión anterior y compararlo con el de k , para definir si cae en la región de aceptación o en la de rechazo.

Como ejemplo imagínese que un cierto laboratorio rinde los resultados proporcionados por la Tabla 13 ($N_A = 9$, $\sigma_A = 1.98$ Ton/m² y $\bar{x}_A = 15.53$ Ton/m²). Por su parte, otro laboratorio rinde resultados por una muestra análoga, cuya medida es $\bar{x}_B = 17.0$ Ton/m², cuya desviación estándar es $\sigma_B = 1.82$ Ton/m² y constituida por 12 elementos ($N_B = 12$).

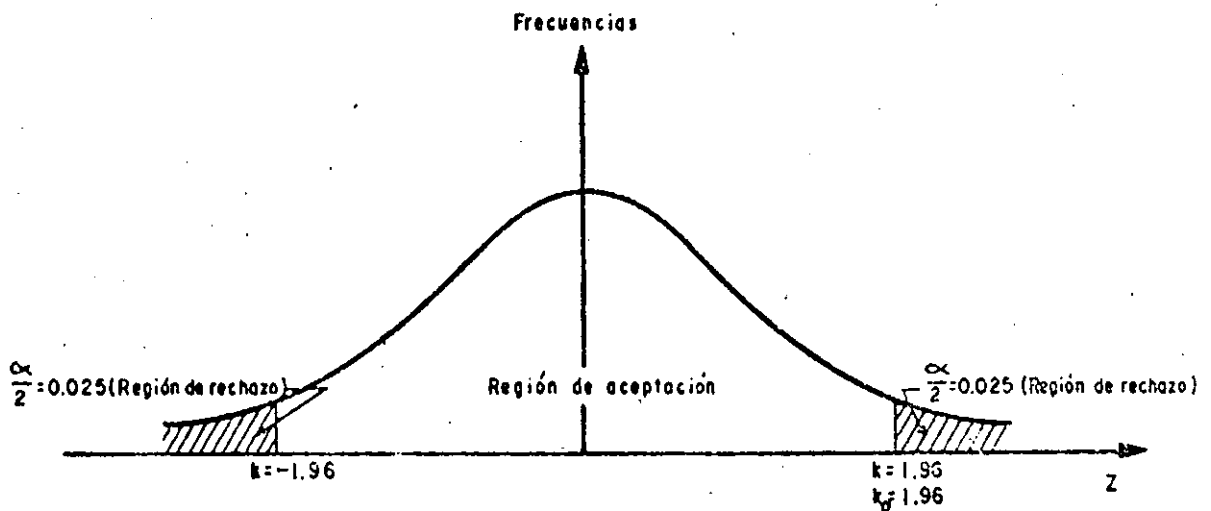


Figura 20. Determinación de la región de aceptación y rechazo para prueba de hipótesis de comparación de medias de dos poblaciones.

Se desea saber si los resultados de ambos laboratorios son estadísticamente concordantes o si entre ellos hay alguna diferencia significativa. Se desea trabajar con un nivel de confianza de 90%.

Como hipótesis bajo prueba se adoptará la de que $\bar{x}_A = \bar{x}_B$ y como hipótesis alterna $\bar{x}'_A < \bar{x}'_B$, con lo que definirá una prueba en un solo extremo.

En la Tabla 12 puede verse que el valor de $k = t_{90} = -1.33$ (calculado en el renglón $N_A + N_B - 2 = 19$).

El valor de k_0 resulta ser:

$$s = \left(\frac{15.53 \times 1.98^2 + 17.0 \times 1.82^2}{19} \right)^{1/2} = \\ = \left(\frac{60.88 + 56.27}{19} \right)^{1/2} = (6.16)^{1/2} = 2.48$$

Con el valor de s se aplicará la fórmula que aparece en primer término - en la página 76.:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 17.00}{2.48 \left(\frac{1}{9} + \frac{1}{12} \right)^{1/2}} = - \frac{1.47}{\frac{2.65}{6} \cdot 2.48} \\ = - \frac{8.82}{6.57} = -1.34$$

Como quiera que -1.34 es menor que -1.33 la hipótesis bajo prueba de be rechazarse, concluyéndose que las variaciones obtenidas entre ambos laboratorios obedecen a causas que rebasan el error inherente a la prueba efectuada y que deben ser revisadas.

La figura 21 es un croquis de la situación.

B - 5.3 σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De nuevo el procedimiento para este caso es análogo a los anteriores, -- empleándose la distribución de Student para las medias de las muestras y las siguientes expresiones:

$$t = \frac{(x_A - x_B) - (x'_A - x'_B)}{\left(\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B} \right)^{1/2}}$$

El renglón de la Tabla 12 con el que ha de entrarse para encontrar el valor de k , queda dado por la expresión:

$$r = \frac{1}{\frac{c^2}{N_A - 1} + \frac{(1 - c)^2}{N_B - 1}}$$

donde:

$$c = \frac{\frac{\sigma_A^2}{N_A}}{\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B}}$$

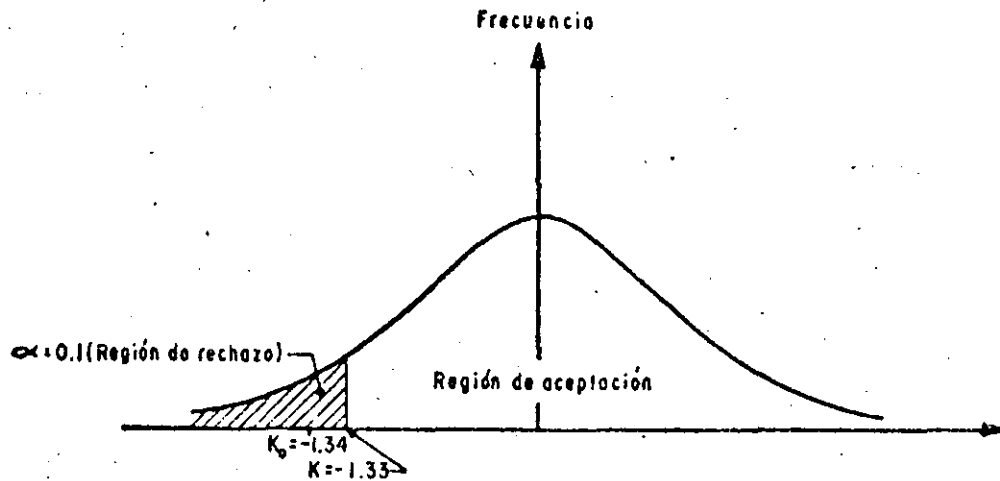


Figura 21. Determinación de la región de aceptación y de rechazo para una prueba de hipótesis de comparación entre dos medias de población, utilizando la distribución de Student.

C — Uso de los métodos estadísticos de control.

En la Ingeniería Civil no se han usado los métodos estadísticos de control en forma intensa y sistemática que empieza a ser común en otras muchas operaciones industriales. Esta es sin duda, una grave limitación de las técnicas de construcción de obra pesada. En el caso particular de las vías te -

restres es menor aún la utilización que se hace de los conceptos estadísticos en problemas de control de calidad o de valuación de riesgos, un aspecto importante y poco utilizado de aquella actividad.

Es un lugar común decir que los métodos estadísticos de control de calidad resultan en una metodología un tanto idealista, fuera de las posibilidades reales de un ingeniero común. La afirmación anterior merece ser rebatida desde más de un punto de vista. En primer lugar es un hecho que podrá comprobarse fácilmente que el control estadístico de calidad es más económico que métodos más tradicionales, en el sentido de que requiere menos muestreo y menos trabajo de laboratorio; además la interpretación del trabajo de control es limpia e inmediata, en tanto que métodos más tradicionales, en los que se llega a conclusiones a base de acumulación de pruebas, presentan el inconveniente adicional de que nadie encuentra el tiempo suficiente para interpretar racionalmente tanta información difusa.

En segundo lugar, tal como el autor de este trabajo espera que el lector haya concluido a partir de lo hasta aquí leído, los métodos estadísticos de control ofrecen una garantía lógica, a la que será muy difícil llegar por la simple acumulación de observaciones. También se espera que haya surgido la conclusión de que, por lo menos en su esquema general, los métodos son prácticos, económicos y fácilmente aplicables, sobre todo teniendo en cuenta que los trabajos de control están a cargo de equipos especializados.

Las cartas de control pudieran ser quizá el enfoque más prometedor de los problemas de control en lo que respecta a trabajo de rutina, completándolas con análisis de inferencia y planteamiento de pruebas de hipótesis, para análisis de disyuntivas. De cualquier manera, no cabe duda de que existe una amplia gama en el espectro de las posibles organizaciones convenientes de los trabajos, lo que hace a estos métodos muy apropiados para las vías terrestres, pues pueden adaptarse muy fácilmente a las diversas jerarquías de obra.

Un excelente complemento de un estudio estadístico para control de calidad es la posibilidad de analizar el riesgo de falla en diferentes etapas y aspectos de la obra, así como la oportunidad que proporcionan para adquirir una idea objetiva de cual debe ser el intervalo de tolerancia a permitir en diferentes aspectos de los trabajos.

En la Fig. 22 se muestran dos distribuciones de lo que a fin de cuentas podría considerarse un mismo evento, si bien contemplado desde dos puntos de vista bien diferentes. La curva llena podría denominarse el evento resistente y representa la respuesta del sistema estructural a una causa o sollicitación externa; la distribución punteada es la del evento motor, o sea la del factor que actúa sobre la estructura y que puede producir su falla. Es natural que la respuesta estructural esté desplazada hacia la derecha, puesto que el ingeniero siempre buscará que la respuesta de la estructura en un concepto cualquiera, susceptible de producir falla, tenga valores más grandes que aquellos con los que el concepto amaga a la estructura. La distancia horizontal entre ambas distribuciones estadísticas proporcionaría un enfoque estadístico del concepto factor de seguridad.

En la Fig. 22 se reconoce que cualquier concepto susceptible de producir falla se va a presentar a lo largo del tiempo como una variable con distribución aleatoria y que la respuesta estructural a dicho concepto presentará también esas mismas características aleatorias. Por ejemplo, el momento motor que compromete la estabilidad de un talud no es una constante fija y predeterminada, como tampoco lo es el resistente que protege a la estructura; ambos dependen de una serie de factores de clima, flujo de agua, desarrollo de vegetación, trabajos de conservación, etc., que los hacen aleatoriamente variables.

Para un determinado nivel de confianza, previamente elegido, aparece el riesgo de falla cuando la distribución estadística del momento motor invade la distribución que se anticipe para la respuesta de la estructura. El punto donde ambas distribuciones se cruzan representa el equilibrio de ocurrencia de los estados crítico y no crítico. El área extrema bajo la zona de cruzamiento (rayada) representa el límite superior de la probabilidad de falla por causa del concepto bajo análisis. En este caso, "falla" representa la deficiencia de respuesta de la estructura para alcanzar el nivel de confianza que se haya fijado; desde luego, "falla" no quiere decir colapso estructural ahora y si la probabilidad de falla bajo los dos sistemas (o sea, bajo las dos curvas de distribución) se mantiene menor que la probabilidad de falla contemplada en el proyecto, el estado crítico no desembocará en ningún problema de obra; en caso contrario, si podrá decirse que la respuesta estructural a la acción bajo análisis no es adecuada para soportarla, dentro del nivel de confianza propuesto.

Si este último es el caso, deberán tomarse providencias para reducir el área bajo ambas distribuciones (parte b de la Fig. 22); lo que podrá lograrse aumentando la media de la distribución de respuesta, reduciendo el coeficiente de variación de ésta o haciendo ambas cosas; se supone como es usual, que el ingeniero tiene poca esperanza de poder influir en como se le presente el evento motor y en su distribución.

Las acciones anteriores elevan los costos y aumentan el trabajo de inspección, todo lo cual deberá compararse con un trabajo constructivo menos cuidadoso, pero con base en un proyecto más conservador, que automáticamente trasladará la distribución de la respuesta hacia la derecha, para escoger aquella línea operativa que produzca menor costo y mayor flexibilidad programática.

Evidentemente las ideas anteriores pocas veces podrán llevarse a una cuantificación precisa en un trabajo real conectado con la construcción de vías terrestres y ello quizá por razones de disidia o tradición negativa, que por las verdaderas dificultades del problema, pero de todas formas la discusión anterior parece útil para el señalamiento de líneas de acción y la formulación de criterios adecuados.

Otro aspecto importante que pondrá de manifiesto la formulación de un programa de control de calidad con bases estadísticas es la verdadera rela-

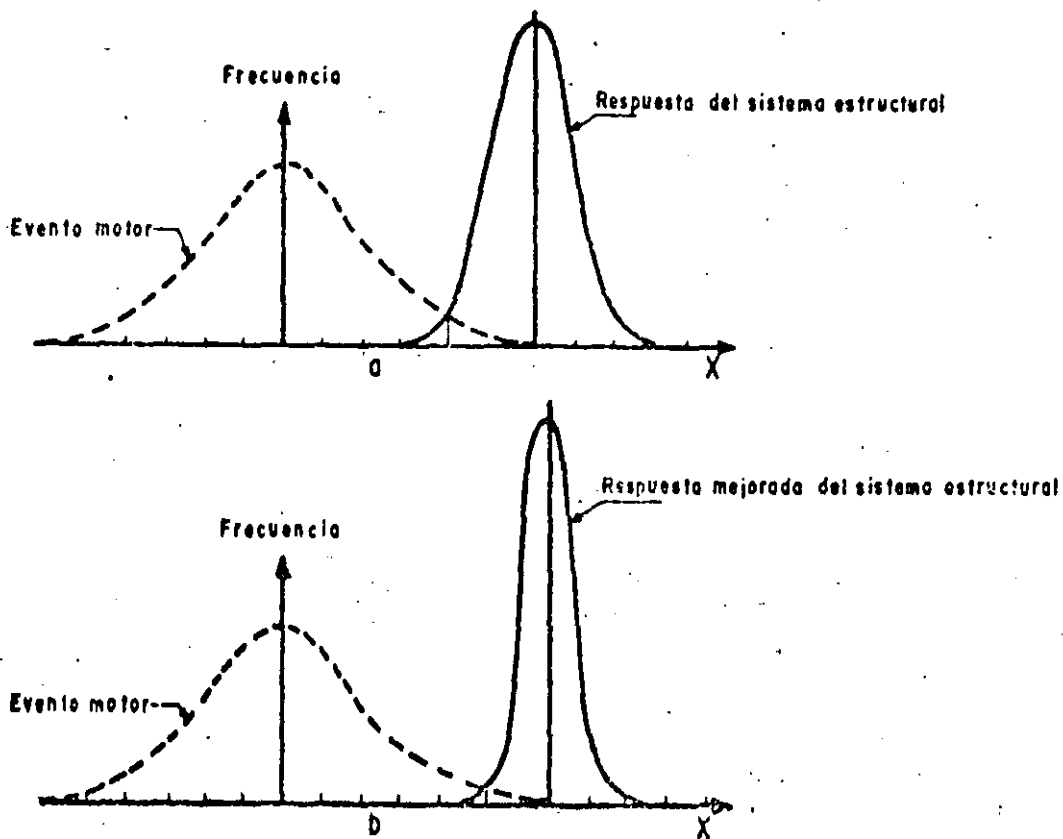


Figura 22. Interacción estadística de un evento mayor y la respuesta estructural.

ción que puede existir entre los coeficientes de variación de los diferentes materiales involucrados. A modo de ejemplo del tipo de la información que puede obtenerse en estos aspectos se presenta la Fig. 23, que expresa la correlación de las variaciones del grado de compactación y de la resistencia a la compresión simple de una subrasante, en un caso real, por cierto bastante representativo de lo que suele ser una situación general.

Debe observarse que cambios proporcionalmente pequeños en el grado de compactación implican cambios muy importantes en la resistencia de la subrasante.

La conclusión a extraer no es, por supuesto, que convenga la compactación a ultranza de dicha capa del pavimento, pues como se sabe una capa no debe compactarse más allá de lo que sea permanente en el tiempo, en vista de la acción del agua, o de lo que toleren las características de expansibilidad,

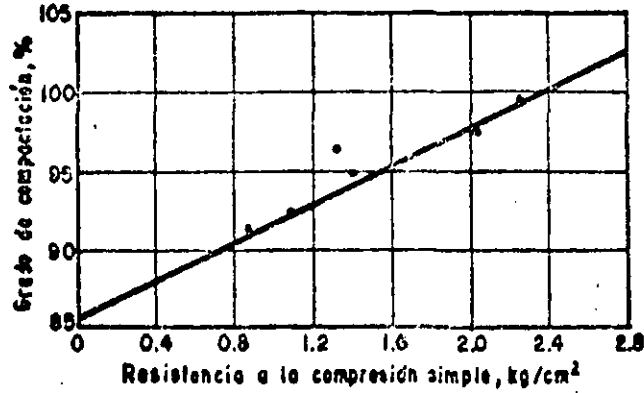


Figura 23. Correlación entre las variaciones estadísticas de un proyecto real del grado de compactación y la resistencia a la compresión simple de una subrasante.

resiliencia, etc. de los suelos o, simplemente de la demanda de resistencia que se presente el proyecto. Lo que sí hace ver la figura es el tipo de relación entre ambos conceptos y lo que la variación de uno de ellos representa respecto al otro, para extraer de tales hechos los criterios particulares de cada caso.





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

16. CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS, PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO

ING. LUDWIG LINDNER STRAUUS

AGOSTO - 1992

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS, PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO.

I COMENTARIOS.

La utilización del concreto hidráulico para pavimentos está muy extendido en todas las ramas de la construcción, ya sea caminos, aeropuertos, fábricas, obras portuarias, obras hidráulicas, urbanizaciones, etc.

Continuamente se están requiriendo mayores volúmenes de pavimentos de concreto hidráulico ante todo en áreas expuestas a excesivo desgaste por tránsito intenso y pesado o materiales corrosivos.

El pavimento de concreto hidráulico puede soportar excelentemente todas las condiciones de tráfico intenso pesado; materiales químicos corrosivos y dañinos en relación a otros tipos de pavimentos, sin afectar su calidad y durabilidad. Sin embargo como el concreto hidráulico es de sencillo manejo, muchos constructores abusan de los procedimientos de colocación inadecuado, obteniendo como resultado pavimentos de mala calidad y de poca durabilidad.

Si observamos las normas que establecen las especificaciones para la fabricación y colocación del concreto hidráulico en pavimentos seguramente obtendremos resultados en economía y calidad tanto a corto como a largo plazo.

Un pavimento de concreto hidráulico que se ha construido respetando y cumpliendo con las especificaciones, prácticamente no tendrá costos adicionales de conservación o mantenimiento durante su vida de proyecto.

En los siguientes capítulos vamos a tratar de establecer algunos métodos adecuados de trabajo para la pavimentación de losas de concreto hidráulico que cumplen con las normas de especificaciones en fabricación y colocación para obtener resultados óptimos en calidad, costo y duración máxima.

II TRABAJOS PREVIOS.

1 Preparación sub-base.

Los niveles de la Sub-base deberán estar dentro de las tolerancias que marcan las especificaciones, por lo que habrá que tener especial cuidado en la ejecución de ésta etapa de trabajo. Una falla en los niveles puede causar serios trastornos al avance del trabajo para la etapa de colocación del pavimento de concreto hidráulico que siempre se traducen en costos adicionales no recuperables para el constructor. Si los niveles quedan bajos habrá que rellenar la depresión con material de base dándole el tratamiento adecuado para renivelar y llegar a niveles de proyecto. En el caso que los niveles estén altos habrá que recortar la sub-base y tratar de llegar a los niveles de proyecto. Es difícil recortar uno o más centímetros, que se requieran para la renivelación, y siempre se recorta más volumen debido a las características del material de sub-base que normalmente contiene agregados de tamaño de 2". Como resultado cuando fallan los niveles de la sub-base generalmente se sustituye el volumen faltante con concreto hidráulico, esto en costos es del orden de 10 veces superior al de sub-base hidráulica. Para evitar estos costos adicionales se hacen las siguientes recomendaciones:

1.1 Deberá ajustarse a los reglamentos y especificaciones de sub-base para pavimentos.

Antes de iniciar el trabajo de colocación de losas de concreto deberán hacerse los ajustes en niveles de la sub-base ya sea recorte o adicionar material, reconstruir zonas defectuosas para quedar dentro de especificaciones.

En el caso de usar equipos de tendido con formas deslizantes deberán dejarse el ancho de la sub-base 80 cm mayor a cada lado al ancho de proyecto del pavimento.

1.2 Cuando se use formas de cimbra fija en la operación de pavimentación, el ajuste de los niveles de la sub-base puede hacerse montando el equipo de recorte sobre las formas que han sido alineadas y niveladas previamente o hacerlo manualmente. En caso de usar equipo de nivel automático guiado sobre un cable previamente nivelado puede caminarsse sobre la sub-base.

Para ajustar niveles finales en sub-base de suelo cemento tendrá que hacerse la operación de afinado antes que se produzca el endurecimiento inicial o sea 3 ó 4 horas de colocado.

1.3 Como operación final deberán volverse a checar los niveles de proyecto, así como las compactaciones en zonas que se vieron afectadas por recortes o rellenos.

En caso de estar especificando un material impermeable sobre la sub-base, deberá colocarse éste material para su protección.

1.4 En caso de permitir el tráfico sobre la sub-base recibida, habrá que hacerlo con mucha precaución para no dañarla, si se altera la superficie de la sub-base habrá que compactarla antes de proceder a colocar el concreto del pavimento.

2. Formas Estacionarias (Cimbras).

2.1 Las formas deberán construirse fuertes y lo suficientemente rígidas para poder soportar la carga de los equipos de tendido, vibrado y acabado.

2.2 Se recomienda las siguientes especificaciones:

Normalmente las formas son de 3 m de largo, la base debe ser 0.75m de altura, pero nunca menor de 20 cms, la lámina que se usará variará de 1/4" a 5/16" dependiendo de la carga que van a soportar. Para decidir el espesor de la lámina se apoya la forma en sus extremos con viga libre y se aplica una carga equivalente al peso del equipo que va a soportar, la deformación máxima que puede admitirse es de 0.64 m (1/4").

La forma deberá estar provista de aditamentos que permitan su rápida alineación y colocación para quedar perfectamente unidas entre sí y un sistema de fijación a la sub-base, de no menos de 3 pijas por forma.

2.3 La forma colocada deberá resistir sin vibración, no tocarse, no tener efectos de resorte o asentarse al paso del equipo de colocación de concreto.

2.4 Las formas de 3 m deberán cumplir con los siguientes requisitos de alineamiento. Por alineamiento vertical deberán estar dentro de 0.32 centímetros (1/8") y para el horizontal de 0.64 m (1/4").

2.5 Es importante que la sub-base sobre la que se colocarán las formas de cimbra esté perfectamente compactada y nivelada a manera que la forma apoye en toda su base y longitud uniformemente. El nivel y el alineamiento deberán ser checados por la cuadrilla de topografía y cual --

quier falla deberá ser corregida de inmediato, una vez rectificadas su buena colocación se procederá a fijar la forma mediante pijas lo suficientemente largas y fuertes que aseguren que queden sólidamente fijadas a la sub-base y alineadas libre de todo movimiento en cualquier dirección.

2.6 Las formas no deberán estar desviadas más de 0.60 m (1/4") de su línea de proyectos en cualquier punto.

2.7 Las formas deberán estar perfectamente limpias antes de proceder a iniciar el colocado.

2.8 Si la operación de nivelar y alinear las formas afectó a la sub-base aflojándose, deberá procederse a recompactar ésta.

La preparación de la sub-base deberá estar lo suficientemente adelantada para que no interfieran las operaciones de ésta con el colado de losas.

3. Materiales.

3.1 Es necesario hacer una revisión cuidadosa de la existencia y calidad de los materiales, deberán tenerse en suficiente cantidad para no sufrir interrupciones en el proceso del colado, debido al suministro -- por falla en producción, lluvias, crecientes en ríos y otras eventualidades.

4. Laboratorio.

Es indispensable contar con un laboratorio con instalaciones suficientes para controlar la calidad de los materiales y concretos colados. Esto, permite hacer los ajustes a los concretos en caso de requerirlo y tener certeza de cumplir con las especificaciones.

5. Equipo.

Deberá verificarse que el equipo de colado, tendido, compactado, acabado, aserrado, curado y alumbrado, esté en perfectas condiciones de trabajo para garantizar jornadas completas sin interrupciones.

6. Personal.

Se establecerán los turnos de trabajo y se integran las cuadrillas necesarias para cada turno, checar que estén equipadas con las herramientas de -

trabajo para que puedan desempeñar eficientemente su trabajo. Para dar los niveles y el alineamiento de las formas deberá contarse con una cuadrilla de topografía.

III DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

Descripción breve de las diferentes equipos que intervienen en la Fabricación y Colocación de Concretos Hidráulicos en Pavimentos:

1. Equipo de Fabricación.

Para la fabricación del concreto hidráulico es recomendable usar Plantas de concreto integradas con Silo para cemento, compartimientos separados para cada tamaño de agregado. En caso de usar cemento envasado, deberá disponerse de bodegas para almacenarlo en cantidades suficientes para garantizar una producción de concreto continua sin interrupciones.

Además deberá tener un sistema de alimentación para cemento envasado. Es indispensable el equipo de dosificación que incluye tolvas pesadoras, básculas y controles de dosificación. El cemento deberá pesarse en tolva separada y no en forma acumulativa con los agregados. Además dispondrá de dispositivos con controles electrónicos.

Es necesario contar con un Sistema de Alimentación de Agua, base de hidrómetro para su exacta dosificación.

El tamaño de las básculas deberá ser el adecuado para hacer la pesada de una revoltura completa en una sola operación.

El equipo de pesado deberá ser capaz de efectuar mediciones precisas y uniformes de todos los materiales dosificados en la Planta. La precisión del equipo de pesado deberá verificarse periódicamente durante la operación de la Planta.

2. Equipo de Transporte.

Para transportar el concreto al sitio de colado se necesitan equipos que garanticen la entrega del concreto de buena calidad, sin segregación y sin pérdida de humedad.

Podemos distinguir dos equipos de Transporte según la distancia de acarreo.

Para distancia hasta de 3 kilómetros y en caminos parejos podremos usar camiones de volteo de 5 a 6 M3 que tengan caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descarga; es conveniente cubrir la caja con una lona para evitar la evaporación del agua del concreto. Normalmente no hay problema de segregación para esta distancia debido al bajo revenimiento del concreto que se utiliza en los pavimentos.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo de concreto, básicamente en un camión con caja en forma de media pera que pueda estar equipado con un agitador dentro de la caja y vacía la caja mediante volteo (Dumpcrete).

Después de cada viaje de concreto es necesario lavar las cajas de los camiones de acarreo para retirar cualquier material adherido o seco. Esto sirve de limpieza y lubricación de la caja y ayuda a la descarga del siguiente viaje de concreto con más facilidad.

Con frecuencia se usan las ollas revolventoras montadas en camión (moto-revolventora) para el transporte de concreto. Sin embargo este procedimiento no es recomendable ya que este equipo maneja concretos con revenimientos mayores al recomendado en pavimentos de concreto hidráulico.

3. Equipos de Colocación, Compactación y Terminación.

Estos pueden dividirse en dos grandes grupos:

A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

B.- EQUIPOS CON CIMBRA ESTACIONARIA.

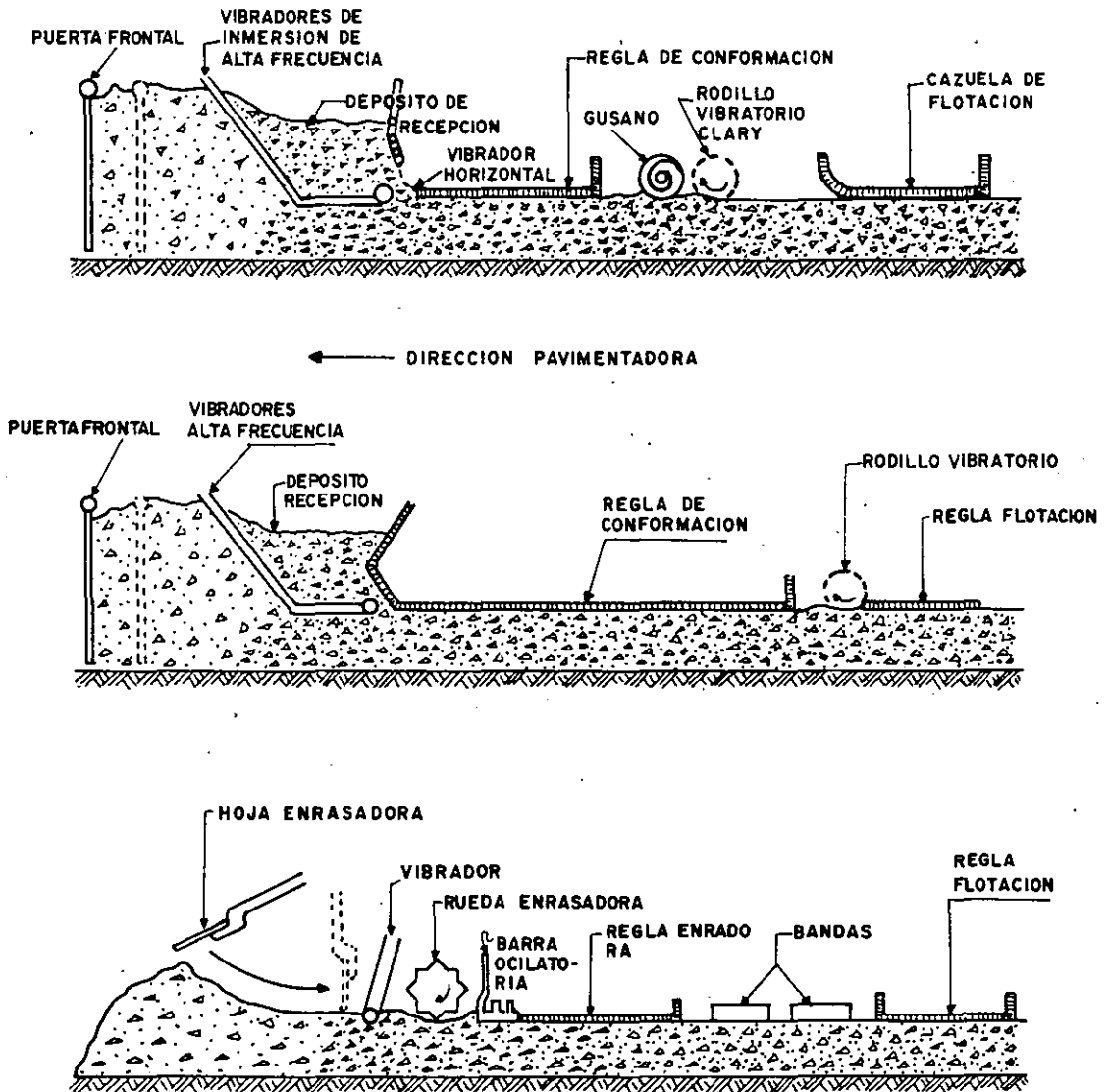
A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

El uso de pavimentadoras con cimbra deslizante requieren tener especial cuidado en varios aspectos del trabajo, para obtener resultados buenos. Su principal uso se recomienda en la construcción de pavimentos en carreteras.

La Sub-base tendrá que estar en tolerancia de nivel y compactación que fijan las especificaciones, además se tendrá que dejar 80 cm más ancha en cada lado del pavimento para apoyar los carriles del equipo de tendido.

El concreto que se suministre deberá tener una calidad uniforme con el más bajo revenimiento que permita trabajarlo.

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE.



Figuro 1

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE

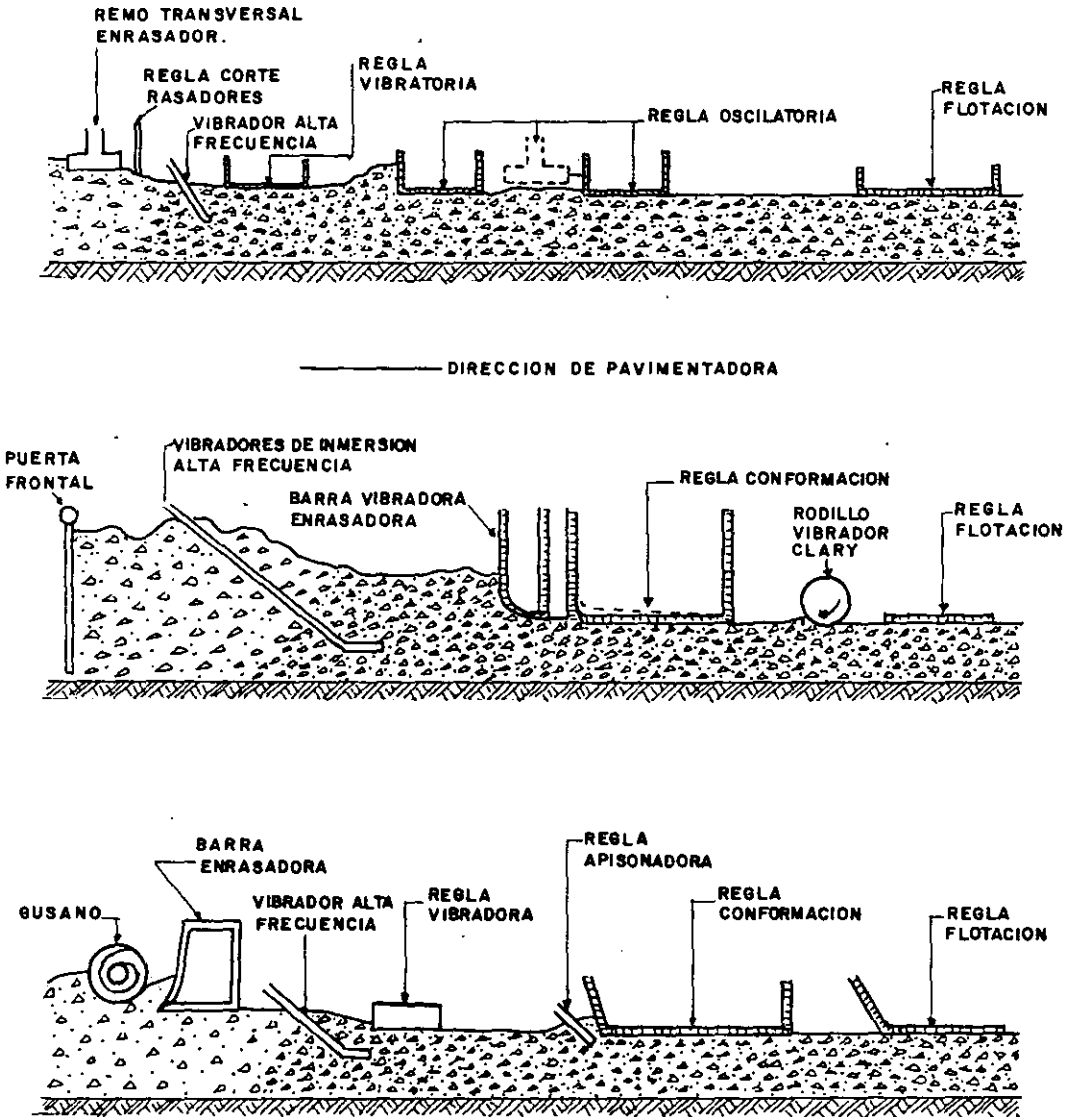


Figura 2

La operación del equipo con cimbras deslizantes es más económico que - aquel de cimbra fija removible, se ahorra obra de mano y en equipos adicionales, se trabaja en zonas más compactas facilitando la supervisión y calidad del trabajo.

La capacidad de ajustarse a una gran gama de dimensiones es otra gran - ventaja.

Se han realizado construcciones de losas de concreto de pavimentos de - espesores variables desde 15 cm hasta 30 cm y ancho desde 3 m a 15 m, en losas con o sin refuerzo.

Otra ventaja para el uso de pavimentadoras de cimbra deslizante es el - factor inversión-producción.

En producciones masivas es más económica la utilización de este equipo, en comparación al de cimbra fija.

A.1 Problemas Principales.

Es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenado.

Deberán usarse métodos de tendido automáticos apoyados en alambre de acero previamente alineados y nivelados.

Para lograr obtener buenos resultados tienen que hacerse experiencias - con el equipo y personal, o bien buscarlos entrenado con suficiente experiencia en este tipo de trabajo, lo cual no es fácil. La atención y mantenimiento del equipo de pavimentación requiere de mecánicos y personal altamente especializado, inclusive asistencia del fabricante, ante todo los equipos electrónicos y componentes electrónicos requieren de técnicos calificados. Este personal es difícil de conseguir y en muchos casos habrá que formarlo.

A.2 Preparación de Sub-base.

Uno de los problemas más importantes para el uso de pavimentadoras con - cimbra deslizante es lograr los niveles que fijan las especificaciones para la sub-base y que para este sistema es indispensable alcanzar. Cualquier defecto en la sub-base, puede producir variantes en los espesores de las losas y rugosidades en la superficie de las mismas. Este defecto puede reducirse mediante el uso de equipos con controles automáticos en el afine de sub-base.

A.3 Concreto de calidad uniforme.

Deberán dosificarse concreto con una calidad uniforme con materiales bien graduados y revenimientos, lo más bajo posible, se recomienda usar plantas de concreto automatizadas.

A.4 Aplastamiento de los extremos de la losa.

Esto sucede cuando se usa concreto de calidad no uniforme, mal vibrado o de revenimiento alto, (arriba de 6 cm), también pueden presentarse cuando las condiciones climatológicas son desfavorables, tales como humedad excesiva o bajas temperaturas, así como mal control de la máquina, etc.

A.5 Pavimento rugoso o mal acabado.

Puede deberse al tipo de materiales usados, a la sub-base que esté en malas condiciones, problemas climatológicos, al ajuste de una máquina por ser nueva, o al excesivo desgaste de una máquina usada.

En cada caso deberá resolverse de acuerdo con las condiciones del trabajo y equipo.

B. EQUIPO DE COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA.

Existe una gran cantidad de equipos para pavimentación que utilizan cimbras de formas estacionarias.

Tiene una gran ventaja sobre el sistema con cimbra deslizante de poder garantizar mejor los niveles de la rasante y no tiene desplomes en los hombros. La cimbra se coloca previamente alineándola y nivelándola, y luego sirve de apoyo al equipo de colocación y vibrado y terminación final.

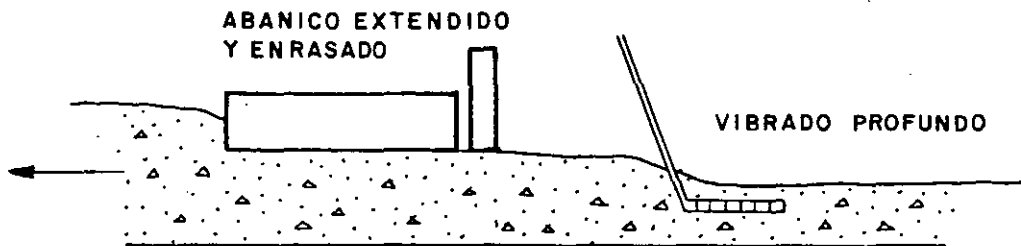
También es posible adaptar los equipos con cimbra deslizante al sistema de cimbra fija, con pequeñas adaptaciones.

Para aeropuertos es preferible usar equipo de pavimentadoras apoyadas en cimbra estacionaria dado que este sistema garantiza mejor la obtención de los niveles que exijan las especificaciones.

En México para la pavimentación de Aeropuertos con concreto hidráulico, se han requerido de 20 a 50 m³/hora.

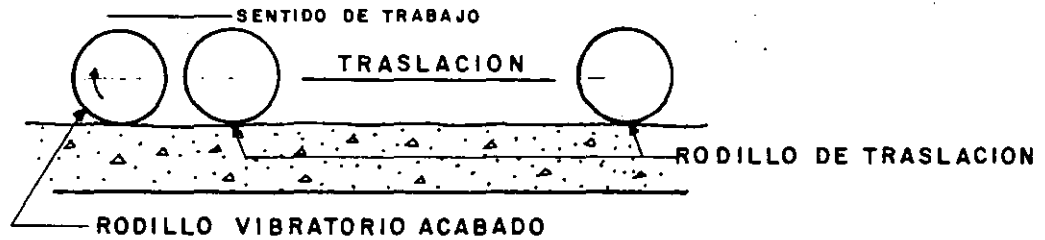
EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA FIJA.

EQUIPO EXTENDIDO Y VIBRADO PROFUNDO



EQUIPO DE VIBRADO Y TERMINADO SUPERFICIAL

A.- EQUIPO CLARY.



B.- EQUIPO MAGGINES.

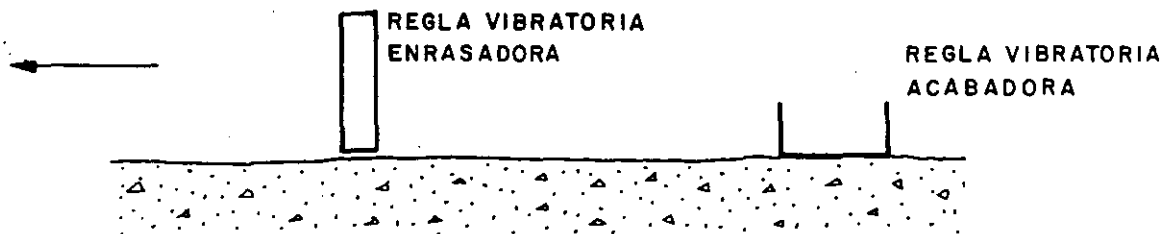


Figura 3

Vamos a describir algunos de los equipos que pueden utilizarse para estos volúmenes de colado con cimbra fija.

B.1 Equipos de Colocación y Compactación.

El primer equipo sería un conjunto de tendido y compactado con la siguiente característica: Tener amplitud suficiente para trabajar en anchos de 5 a 6 m, al frente un extendedor o repartidor de concreto que acomoda a éste a un nivel adecuado para su compactación por vibrado, como segundo elemento básico deberá estar previsto de una batería de vibrado de alta frecuencia de 10.000 * V.P.M., para el vibrado profundo, al igual que en el caso de equipo con cimbra deslizante.

Este equipo deberá ser autopropulsado, la operación de sumergir y emerger los vibradores se hará por medio de controles hidráulicos.

El equipo irá equipado con unidades de alumbrado para trabajos nocturnos.

B.2 Equipo de Vibrado Superficial.

El segundo equipo deberá ser un equipo de vibrado superficial y de acabado, del cual existen varios tipos en el mercado.

El llamado rodillo vibratorio Clary es un equipo que puede utilizarse para estas producciones con mucho éxito, consta de tres rodillos de 6 m de ancho, dos colocados al frente separados 5 cm y uno separado 1 m en la parte posterior. Los rodillos motrices son las dos posteriores. El rodillo de enfrente hace el trabajo de acabado y vibrado superficial por su forma de colocación y giro.

El rodillo acabador tiene una excentricidad ajustable a 1/8", 1/4", y gira a alta velocidad haciendo efecto de vibrado y acabado, los rodillos de traslación mueven el conjunto hacia adelante y atrás permitiendo las pasadas que sean necesarias sobre la superficie de concreto para dejarlo terminado dentro de tolerancia.

Otro equipo de vibrado y acabado superficial puede ser un equipo montado sobre chasis de estructura de 6 m de ancho con ruedas que puede caminar sobre la cimbra o piso de concreto según las necesidades, este equipo es autopropulsado y consta de los siguientes elementos acabados.

Tiene una regla de madera de 6 m de largo y sección de 3" x 12" reforzada en su base con ángulo de hierro, ejecuta con movimiento-vibrato

* V.P.M. Vibraciones por minuto.

rio vertical acomodando el concreto previamente vibrado por el peine de vibraciones de alta frecuencia del equipo de adelante arreglando pequeñas oquedades.

En la parte posterior se encunetra una regla vibratoria fija de -- aluminio de 6 m de ancho y sección de apoyo de 20 cm, ésta hace el trabajo de terminación. Todos los controles de esta máquina son eléctricos y requieren de una planta de luz para su funcionamiento. Esta máquina está equipada con un eje y llantas para su fácil transportación.

Para volúmenes mayores de 50 m³/hora conviene utilizar máquinas integradas con todos los elementos al estilo de las pavimentadoras de cimbra deslizante.

Existen además de las máquinas descritas un gran número de equipos que pueden realizar los trabajos de pavimentación de concreto hidráulico muy eficientemente.

4. Equipo de Terminado Final.

Como un equipo de terminado final es conveniente utilizar alguno que -- permita dar un acabado de la superficie sin alterar éste.

Puede ser una máquina que conste de una estructura que se apoye a los -- lados de la losa de la línea de pavimento y sirva de sostén a un tubo dispuesto diagonalmente con respecto al eje de la línea de pavimento y permita su ajuste a manera que se apoye sobre el concreto terminado y al hacer un movimiento de traslación sobre la superficie fresca corrija las pequeñas imperfecciones que pueden dejar las máquinas acabadoras, y a la vez sirva para cerrar las pequeñas fisuras de fraguado superficial que pudieran presentarse en la superficie del concreto.

Bandeo, Cepillo de Cerda.

Para volúmenes menores se puede recurrir al Sistema de Bando, que se lo -- gra mediante una banda de 20 a 25 cm de ancho y una longitud del ancho de la losa más 1.50 y mediante un movimiento de vaivén, se lo -- ra dar una superficie antiderrapante muy buena con pequeños zurcos de 1 a 3 mm.

Otro procedimiento puede ser el terminado mediante el Cepillo de Raíz, -- que al pasar sobre la superficie terminada deja zurcos similares al del Bando.

5. Equipo de Aserrado de Juntas de Construcción.

Deberán tenerse cuando menos dos máquinas para corte de juntas, se usan discos de diamante para concreto fresco de 1/8" y 1/4".

El objeto de tener dos máquinas es que en caso de falla de una de ellas se tenga un repuesto para evitar roturas en las losas.

En caso de tener producciones grandes habrá que calcular el número de cortadoras necesarias y agregar una más para posibles fallas.

6. Equipo para Aplicación de Sellos de Juntas,

El equipo para aplicación de sello se describe ampliamente más adelante en el Capítulo VII.

7. Equipo para Aplicar Película de Curado.

Para aplicación de película de curado pueden usarse equipos de aspersion manual o mecánico similar al que se usa para aplicar insecticidas.

Para producciones masivas existen equipos de aplicación automáticos.

8. Equipo Auxiliar.

8.1 Alumbrado.

Deberá tenerse en obra un equipo de alumbrado que garantice el trabajo nocturno con suficientes lámparas para cubrir todo el tramo desde la colocación del concreto hasta la etapa del aserrado.

8.2 Humedecido.

A todo lo largo del tramo por colar deberán quedar repartidos tanques de agua, que se utiliza para humedecer las sub-bases pre - vio al colado y posteriormente se utiliza para proporcionar agua a las máquinas cortadoras.

8.3 Protección contra Lluvia y Viento.

Para poder proteger el concreto Fresco colocado contra los efectos de lluvias inesperadas que puedan dañarlo, tendrán que te-

nerse en obra techos con estructuras ligeras en cantidad suficiente que permita proteger el concreto fresco, y por lo que respecta a la protección contra los efectos del viento deberá disponerse de mamparas lastrales en cantidad suficiente para servir de pantallas protectoras.

En caso de presentarse condiciones de viento severas, temperaturas menores de 5°C o lluvias inesperadas, deberá suspenderse el tendido del concreto y colocar una junta de construcción.

IV SELECCION DEL EQUIPO.

Para la selección del equipo deberán valorarse, los diferentes factores que intervienen en la realización de la obra.

Podremos enunciarlos de la siguiente forma:

- a. Volumen de Obra a ejecutarse.
- b. Programa de Obra.
- c. Disponibilidad de todos los materiales necesarios, materiales inertes, cemento, varillas, pasajuntas, etc.
- d. Factores climatológicos.
- f. Trabajar en uno o varios turnos.

Procederamos a la siguiente manera:

Conocido el volumen de obra a ejecutarse y el tiempo de entrega de obra, se revisarán las disponibilidades de materiales, si alguno de estos no está disponible en la medida que se requiera habrá que modificar el plazo de entrega de la obra.

Supongamos que se tienen los materiales para cumplir con el Programa de Obra, enseguida analizamos las condiciones climatológicas para evaluar el tiempo posible de trabajo que pueda tenerse dentro del Programa de Obra.

Como último se determinará los turnos de trabajo. En general es conveniente trabajar dos turnos. Como en el colado de las losas no conviene suspender los trabajos ya que al parar las actividades tiene que hacerse una junta de construcción con varillas pasajuntas. Estas juntas de construcción son muy lentas y caras.

Decidido el número de turnos, conocemos el volumen de obra que tenemos - que manejar por hora, lo cual nos permite decidir el equipo que se ajuste a - las necesidades del trabajo.

Se solucionarán los equipos de tendido, vibrado y acabado que más se - - ajusten al programa estudiado y estén balanceados entre sus diferentes elemen- tos.

Ejemplos Numéricos.

Caso No. 1.

- Datos:
- a. Concreto en Pavimento 20 000 M3.
 - b. Duración Obra. 40 Semanas.
 - c. Material pétreo almacenado.
 - d. Lluvias probables. 35 Días.
 - e. Días perdidos por otras causas. 18 Días.

Determinar el equipo más conveniente para la fabricación y colocación del concreto.

- 1o. Determinamos los días disponibles para realizar el trabajo, se con sidera el Sábado como 1/2 día.

Plazo	40	Semanas	x	5.5 días	=	220 Días
Días Lluvias.				35 días	-	35 Días
Días perdidos por otras causas.				18 días	-	18 Días
				Días Disponibles.	=	167 Días

- 2o. Producción promedio necesario para cumplir con el Programa.

$$\frac{20\ 000\ M3}{167\ Días} = 119\ M3/Día.$$

30. Producción promedio diaria.

En un turno normal podemos considerar 7 horas efectivas de trabajo debido al inicio y terminación de Jornada.

$$\text{Producción mínima diaria} = \frac{119 \text{ M3/Día}}{7} = 17 \text{ M3/Hora}$$

40. Para la producción horaria en una Planta de Concreto vamos a considerar una eficiencia de 80% y otro 80% en el tendido, tendremos la capacidad mínima necesaria para la Planta.

$$\text{Capacidad Nominal de la Planta.} = \frac{17 \text{ M3/H}}{0.8 \times 0.8} = 26.55 \text{ M3/H.}$$

Para cumplir con el programa de trabajo de acuerdo con las condiciones generales de la Región, se requiere una Planta de Concreto con una capacidad mínima de 26.55 M3/H.

Habrà que buscar en el mercado la disponibilidad del equipo disponible que se ajuste al volumen por producir.

En México, se pueden adquirir o Rentar Plantas de Concreto con capacidad de 30 M3/H.

Una máquina de 30 M3/H., trabajará a una eficiencia Real con respecto a la capacidad de colocación media del concreto.

$$\text{Eficiencia} = \frac{26.55 \text{ M3/H}}{30.00 \text{ M3/H}} = \underline{\underline{0.89}}$$

50. Revisando capacidad de Planta contra la producción requerida.

Capacidad de Planta	30	M3/H	
Eficiencia Planta	80	%	
Eficiencia Eq. Tendido	80	%	
Vol. Prom. de Fabricación	30	M3/H	= 19.20 M3/H.
		<u>0.8 x 0.8</u>	
Producción Probable	19.20	M3/H	
Producción Requerida	17.00	M3/H	

° ° La Planta de 30 M3 es aceptable.

60. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para la selección del equipo deberá tomarse en cuenta la producción máxima de la Planta de Concreto, afectada por la eficiencia normal del equipo. Para la Planta de 30 M3/H, el equipo de tendido deberá tener una capacidad mínima de:

$$30 \text{ M3} \times 0.8 = 24 \text{ M3/H.}$$

Para esa capacidad pueden utilizarse los equipos de tendido y vibración descritos en el capítulo III-B.

CASO No. 2.

Con los mismos datos anteriores de volúmenes de concreto y términos de tiempo pero con la limitante de disponer solamente de una Planta de Concreto de 15 M3/H., tendremos la siguiente solución.

Datos:

a. Pavimento de concreto hidráulico	20 000 M3
b. Duración Obra	40 Semanas.
c. Material Pétreo almacenado.	
d. Días perdidos por lluvias.	35 Días.
e. Días perdidos por otras causas.	18 Días.
f. Planta de concreto disponible capacidad.	15 M3/Hora.

10. Días disponibles para el trabajo igual al Caso No. 1 167 Días.

20. Obtendremos las horas efectivas de trabajo necesarias para realizar el trabajo.

$$\frac{20\ 000 \text{ M3}}{15 \text{ M3} \times 0.8 \times 0.8} = 2083.33 \text{ Horas Efectivas.}$$

3o. Establecer turnos de trabajo.

Si utilizamos la Planta de Concreto de 15 M3/H y tenemos un plazo de 167 días de trabajo, y se requieren 2083 horas efectivas de trabajo para producir y colocar el pavimento tendremos:

$$\text{Turnos} = \frac{2083 \text{ Horas}}{167 \text{ Días} \times 7 \text{ Horas}} = 1.78 \text{ Turnos.}$$

Necesitamos 1.78 Turnos Diurnos de Trabajo.

4o. Como el Segundo Turno normalmente es media hora más corto que el primero y que su eficiencia es 10% menor tendremos:

$$\text{1er. Turno rendimiento} = \frac{15 \text{ M3}}{0.8 \times 0.8} = 9.60 \text{ M3/H.}$$

$$\text{2o. Turno rendimiento} = 0.9 \times 9.6 \text{ M3} = 8.64 \text{ M3/H.}$$

$$\text{Prod. 1er. turno} = 9.60 \text{ M3/H} \times 7 \text{ H.} = 67.2 \text{ M3/Turno.}$$

$$\text{Prod. 2o. turno} = 8.64 \text{ M3/H} \times 6.5 \text{ H} = \frac{56.2}{123.4} \text{ M3/Turno.}$$

=====

Ajustando la producción de los dos turnos necesarios por eficiencia y horas laborales tendremos:

Producción posible en 167 días laborales con dos turnos por día.

$$\text{Producción} = 167 \text{ días} \times 123.4 \text{ M3/día} = \underline{\underline{20,607.80 \text{ M3}}}$$

Puede realizarse el trabajo utilizando una Planta de 15 M3/H. trabajando dos turnos por día.

3o. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para el equipo de tendido, vibrado y acabado en este caso de producciones de 15 M3/H., puede utilizarse un equipo similar.

al del caso No. 1, a pesar de estar algo excedido.

Sin embargo es posible utilizar un equipo más sencillo a base de 2 vibradores eléctricos de alta frecuencia operados individualmente por peones, y una regla vibratoria de doble barra con vibrador de alta frecuencia, jalada con peones, y el extendido del concreto manualmente.

COMO EJEMPLO DE PAVIMENTACION DE CONCRETO HIDRAULICO
MASIVO DE PRODUCCIONES HORARIOS ALTISIMOS VAMOS A MENCIONAR:

LOS DATOS DE COLADO DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO EN EL AEROPUERTO FT WORTH - DALLAS TEXAS.

Para Aeropuerto de Ft Worth-Dallas Texas, se obtuvieron los siguientes rendimientos para colado de losas de pavimento hidráulico, utilizando 2 Equipos Pavimentadores de 15 m de ancho.

Producción media horaria	253 M ³ /H/Maq.
Producción máxima horaria	386 M ³ /H/Maq.
Producción máxima en un día	12292 M ³
Producción media semanal	37678 M ³ .
Area Pavimentada.	2 484000 M ² .
Espesor de:	44 a 55 cm en dos capas.

V COLADO, COMPACTACION Y CURADO DEL CONCRETO HIDRAULICO.

5.1 Colado del Concreto.

El equipo de colocación tiene que ser apto para depositar el concreto a su posición final con un mínimo de agregación y sin dañar la sub-base.

En trabajos que requieran el movimiento de grandes volúmenes de concreto se utilizarán máquinas equipadas con dispositivos de distribución y colocación del concreto en forma mecánica, tales como cajones de recepción y para su distribución pueden contar con cualquiera de los siguientes elementos: banda, gusano, remo, cajones, abanico, etc. Cualquiera de estos dispositivos distribuye el concreto a todo el ancho de la losa con los espesores adecuados sin dañar la sub-base, además manejando el concreto con un mínimo de segregación.

Para el manejo de volúmenes menores de concreto del orden de 20 - - M³/hora, pueden usarse equipos de extendido y colocación como los descritos en el Capítulo 3-B, con muy buenos resultados.

Si hablamos de volúmenes del orden de 10 M³/hora, entonces usaremos el Sistema de Colocación y tendido manual con peones y palas.

El suministro del concreto en todos los casos será mediante camiones de volteo o Dumpcrete, teniendo especial cuidado de no dañar la sub-base al circular sobre ella.

En el Capítulo III se han explicado algunos equipos que se recomiendan para estos trabajos.

5.2 Compactación.

Se logra mediante el uso de vibradores de alta frecuencia 10 000 - V.P.M., se colocan sobre una barra con separación de 75 cm centro a centro a todo el ancho de la losa de concreto, solamente deben trabajar cuando están sumergidos en la masa del concreto, nunca fuera de él.

En algunas máquinas se cuenta con vibradores de tubo colocados en la esquina de avance de la plancha de conformación.

También es posible utilizar varios vibradores de alta frecuencia -- operados individualmente.

5.3 Comprobación Superficie Terminada (Depresiones).

Antes de dar el acabado superficial se procede a comprobar si la superficie está dentro de tolerancia en niveles. Esto, se hace colocando una regla metálica de 5 m en el sentido longitudinal de la losa observando las depresiones. Estas deberán ser menores de 0.5 cm si se exceden las depresiones deberán corregirse de inmediato antes de fraguar el concreto.

En caso de colocación de concreto en volúmenes grandes para checar la superficie terminada se recomienda usar el Perfilógrafo que puede proporcionar resultados de perfil más exactos y con esto corregir sobre la marcha el tendido y acabado del concreto ajustando la máquina pavimentadora para lograr resultados dentro de especificaciones.

5.4 Acabado Superficial.

En muchas ocasiones ante todo, cuando los volúmenes de colado no son muy grandes, se acostumbra dar un acabado superficial con llanta de madera. Este procedimiento no debe usarse ya que cualquier trabajo hecho a mano deforma la superficie dejando mayores depresiones.

Es preferible en todo caso no usar ningún acabado adicional superficial y dejarlo tal como lo deja la máquina acabadora.

Cuando se trabaja en volúmenes grandes de colado, los equipos que se utilizan tienen interconstruidos elementos suficientes para dar un acabado superficial adecuado. Sin embargo en todos los casos es preferible utilizar algunos de los equipos descritos en el Capítulo III.

5.5 Textura Final.

La textura final se logra por cualquiera de los dos procedimientos indicados. El escobillado se hace pasando sobre la superficie terminada una escoba de raíz dejando marcados pequeños zurdos de 1 a 3mm de profundidad.

5.6 Curado del Concreto con Membrana.

Una vez que desapareció la película de humedad brillante sobre el

pavimento fresco, la superficie deberá ser cubierta con una membrana de curado, ésta puede aplicarse con aspersores de tipo manual o mecánicos del tipo que se usan para aplicar insecticidas, también hay máquinas especializadas cuando se trata de grandes volúmenes.

En casos especiales cuando hay mucho viento deberá aplicarse con un bote.

Su aplicación deberá ser con un espesor y textura uniforme.

Un buen producto rinde 3 M² por litro. En los cachetes de las losas deberá aplicarse la película de curado antes que transcurra una hora de haber retirado la cimbra.

5.7 Remoción de las Formas de Cimbra.

Las formas se descimbrarán entre 6 y 8 horas después del colado.

Este tiempo puede tener variaciones de acuerdo con las condiciones de temperatura, humedad y viento en cada lugar.

Al remover las formas hay que tener muy en cuenta no dañar las esquinas de las losas.

VI DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS.

Las juntas son esenciales en los pavimentos de concreto hidráulico a fin de reducir los esfuerzos de tensión, compresión y flexión en las losas.

A. Diferentes tipos de juntas.

1. Juntas de Expansión.

Su función principal es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del concreto y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daño en el mismo.

Esta junta funciona también como junta de contracción.

2. Juntas de Contracción.

Tienen por objeto limitar los esfuerzos de tensión a valores --

permisibles. Esta junta debe estar en libertad de abrirse, básicamente existen varios tipos de juntas de contracción.

Juntas de Ranura.- Se construye formando una ranura en la superficie del pavimento utilizando alguno de los siguientes procedimientos.

- a) Introducir temporalmente en el concreto una tira metálica.
- b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida.
- c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.
- d) Juntas de tiras metálicas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

Se refiere a cualquier tipo de junta que permita un cierto giro sin una separación considerable entre las losas adjuntas. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeos. A diferencia de la junta de expansión o contracción, se colocan barras de sujeción a través de la junta para prevenir separaciones considerables en la junta. En efecto una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, esto permite que las losas en unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Al terminar el colado cada día deberá construirse una junta de construcción. Estas, también tendrán que colocarse por alguna interrupción por falla de equipo o razones climatológicas. Deberán colocarse con una interrupción del colado, de 30 min. en climas secos calientes y con viento, o una espera de una hora en condiciones no tan severas puede ser el índice para terminar un colado y hacer la junta de construcción.

5. Juntas Longitudinales.

Esta junta puede ser una junta a tope como resultado de la construcción de una banda o bien si la construcción del pavimento se hace a todo lo ancho, se forma utilizando alguno de los métodos descritos en la junta de contracción.

La separación y fallas entre las bandas adyacentes, se evita mediante el uso de barras de sujeción espaciadas convenientemente.

6. Dispositivos para Transmisión de Carga.

Debe proporcionarse algún dispositivo para transmisión de cargas - aunque los bordes y esquinas se diseñen para resistir la carga sin sobre esforzar el concreto.

Los dispositivos mecánicos para transmisión de cargas pueden divi - dirse en dos tipos principales.

6.1 Resistentes al Corte.

Son los que tienen resistencia al cortante pero poca o ninguna resistencia a la flexión. Pueden ser:

- a) De Machimbre.
- b) De Placas corrugadas.
- c) De Trabazón de Agregados.

Las de Machimbre se logran haciendo formas especiales con ma - chimbre.

Las de Placas Corrugadas pueden ser a base de cimbra con super - ficie corrugada.

Las de transmisión de carga por trabazón de Agregados, traba - jan a través de la falla de concreto, provocado en la junta de cón - tracción por la ranura falsa o aserrada. Para que la Trabazón de - Agregados sea efectiva, la abertura de las juntas no deberá exceder de 0.5 mm. (Especificación A.C.I. e. 325-53).

6.2 Resistencia al Cortante y Flexión.

Aquellas que tienen resistencias al cortante y a la flexión el más común es en el pasajunta. La mayoría de los dispositivos para transmisión de carga emplean este principio en su diseño. El pasajunta de varillas de acero convencional redondo es el tipo más em - pleado de dispositivos para transmisión de cargas.

B. Construcción de las Diferentes Juntas.

1. Juntas de Expansión.

Normalmente son juntas de construcción que se utilizan cuando la dirección del pavimento cambia, como pudiera ser el caso del entronque de las calles de rodaje con pistas y plataforma de operación.

Su construcción es sencilla por tratarse de una junta entre dos concretos de diferente edad con separación de 2 cm relleno con celotex impregnado en asfalto en toda su altura.

2. Juntas de Contracción.

a) Introduciendo temporalmente una tira metálica, una vez terminado de colocar el concreto, vibrado y terminado, estando en estado plástico el concreto, se introduce a lo ancho de la losa una solera metálica de la sección igual a la de proyecto. - Cuando comienza a endurecerse el concreto se retira la solera dejando la junta formada. Este sistema es el más económico, - sin embargo no se recomienda ya que al introducir una solera en el concreto en fresco, normalmente alteramos su calidad. - El volumen de la solera introducida desloja igual volumen de concreto formando unos pequeños bordes que deberán retirarse. - Para lograr renivelar el acabado se usan llanas y siempre se agrega algo de agua, todo este procedimiento es inadecuado y se traduce en un debilitamiento de la junta y altera las condiciones del concreto.

b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida quedando colocada definitivamente. Esta tira puede colocarse manualmente o con algún equipo especializado.

Si se trata de una tira que desaloje concreto, para su colocación se presentarán los mismos problemas del caso a), y deberá evitarse usar este sistema.

En caso de usar una tira de plástico muy delgada no tendremos problemas de reborde y sí puede recomendarse su utilización.

Esta tira se instala separando el concreto para luego introducir la tira de plástico y volver a colocar el concreto en su sitio y dejando el acabado de la superficie mediante un afinamiento.

c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.

El aserrado de la junta se hace entre 6 a 8 horas de haber colocado el concreto.

Para determinar el tiempo más apropiado, después de colocado el concreto para aserrar la junta, se determina en una plataforma de prueba en el que se efectúan cortes a diferentes espacios de tiempo, comenzando a hacer el primer corte a la 6a. hora o cuando el concreto soporte la cortadora sin dejar hue-lla y los siguientes con 15 minutos de diferencia, hasta llegar a 8 ó 9 horas. Se inspecciona visualmente las juntas y se elige la que no tenga despostillamientos en sus aristas, en el menor tiempo transcurrido después de colocado el concreto. La máquina que se usa para el corte de la junta, deberá tener una potencia mínima de 20 H.P., siendo preferible usar más de 30 a 40 H.P., además deberá estar provista con un sistema de enfriamiento del disco de corte con chorro de agua.

Para el corte se usan dos espesores de disco, uno de 3/16" y otro de 1/4". El primero para aserrar una profundidad de 1/5 del espesor de la losa, y el segundo para ampliar la junta a 5 mm de espesor por 30 mm de profundidad.

Este sistema es el más adecuado y conveniente para aeropistas ya que deja un acabado y una superficie de rodamiento perfecto.

d) Juntas de Tiras Metálicas sobre la Sub-base.

Se construye colocando una tira separadora o de partición sobre la sub-base. Este separador consiste en una placa metálica o alguna hoja delgada de material rígido e incompresible, sirve para interrumpir la continuidad del pavimento. Se forma una ranura en el concreto encima del separador.

Las ventajas que pueden ofrecer las juntas descritas en los incisos a) y b), son:

Se crea un plano de inconsistencia o debilidad antes de que el concreto empiece su fraguado inicial.

Dado que la junta se instala al mismo tiempo que se efectúa la pavimentación, esto evita alteraciones en el fraguado.

Los costos de los insertos son relativamente baratos, comparados con otros sistemas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

En un aeropuerto para aeropista o carretera, se construyen entre las dos losas extremas de un pavimento, a lo largo de éste. Al ir colando la penúltima línea del pavimento se colocan varillas corrugadas de -- diámetro y separación, según marca el diseño al centro del peralte de la losa. Para ese fin se dejan perforadas las formas de cimbra. Una vez colado el concreto se introducen por la perforación la varilla, la mitad de su longitud. Cuando se cuele la última línea del pavimento quedará la otra mitad de la varilla en esa losa. Así obtendremos una sujeción perfecta entre las dos losas extremas del pavimento. Este procedimiento se aplica tanto en aeropuerto para pista, rodajes y plataforma de operaciones como en carreteras u otros pavimentos. Siempre las dos últimas losas deberán estar sujetas por este sistema a lo largo del pavimento.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Este tipo de junta que se construye para fin de jornada o alguna interrupción imprevista, se procede como sigue:

Se prepara una forma cimbra para fin de jornada o de tapón. Se dejan perforaciones y apoyos para colocar las varillas de transmisión de carga. La separación será de acuerdo con el proyecto y se ubicarán al centro del peralte de la losa.

Cuando terminamos una jornada de colado se coloca el tapón descrito anteriormente, de preferencia coincidiendo con alguna junta de construcción transversal, se nivela y fija igual que cualquier forma de cimbra, y colocamos las barras de acero liso según proyecto, bien engrasados y se termina el colado.

Las barras de acero deberán estar coladas al centro de la losa separadas a la distancia que marca el proyecto y habrá que tener especial -- cuidado en su alineación y paralelismo con la banda de colado.

5. Juntas Longitudinales.

Son las juntas que normalmente quedan a tope una y otra losa a lo largo del pavimento. Su construcción es la unión de una losa colada con otra. La cimbra que se usa lleva un machimbre para transmitir carga.

6. Dispositivos de Transmisión de Carga.

a) Las Resistentes al Cortante.

Las que no son resistentes a la flexión, normalmente se logran mediante el uso de cimbras especiales con machimbre o superficie rugosa, en ambos casos se diseñan las cimbras con el machimbre como parte integral.

En el caso de transmisión de carga por trabazón de agregados se logra éste al forjar la ranura falsa o aserrada descritos en el Capítulo VI-B-2.

b) Las Resistentes al Cortante y a la Flexión.

Cuando el proyecto exige transmisión al cortante y a la flexión, habrá que dejar barras de acero para transmisión de carga.

En caso de terminación de jornada o suspensión del trabajo se procederá según lo descrito en el inciso 4 de este Capítulo.

Juntas de Construcción con Barras para Transmisión de Carga.

Cuando el proyecto lo exija habrá que dejar barras para la transmisión de cargas en losas coladas en un tramo continuo y en la junta de construcción que se deja al suspender el colado.

En el caso del colado continuo es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta deberán estar coladas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento horizontal.

Para lograr mantener las barras pasajuntas en su posición correcta se construye una estructura de alambón que se clava en la sub-base y sobre estas se distribuyen las barras pasajuntas amarrándolas ligeramente para permitir el movimiento horizontal sin perder su alineamiento longitudinal.

JUNTAS DE CONSTRUCCION EN AEROPISTAS.

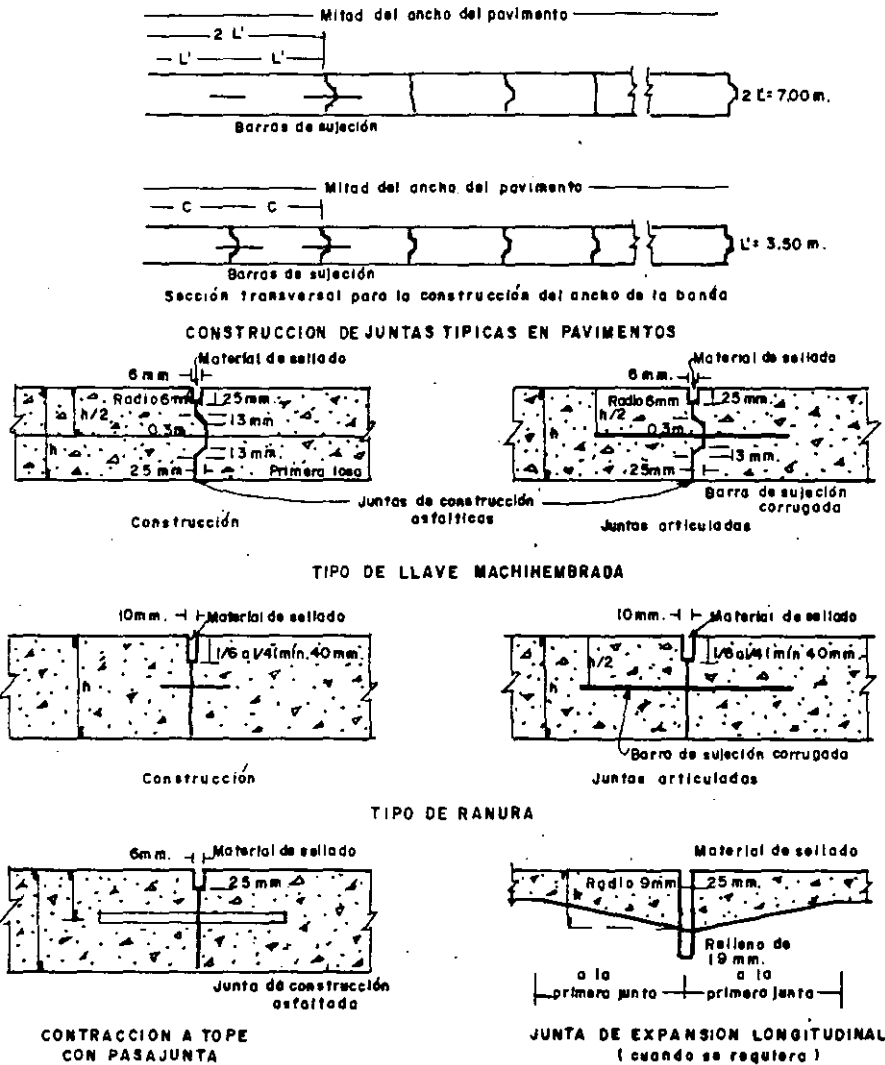
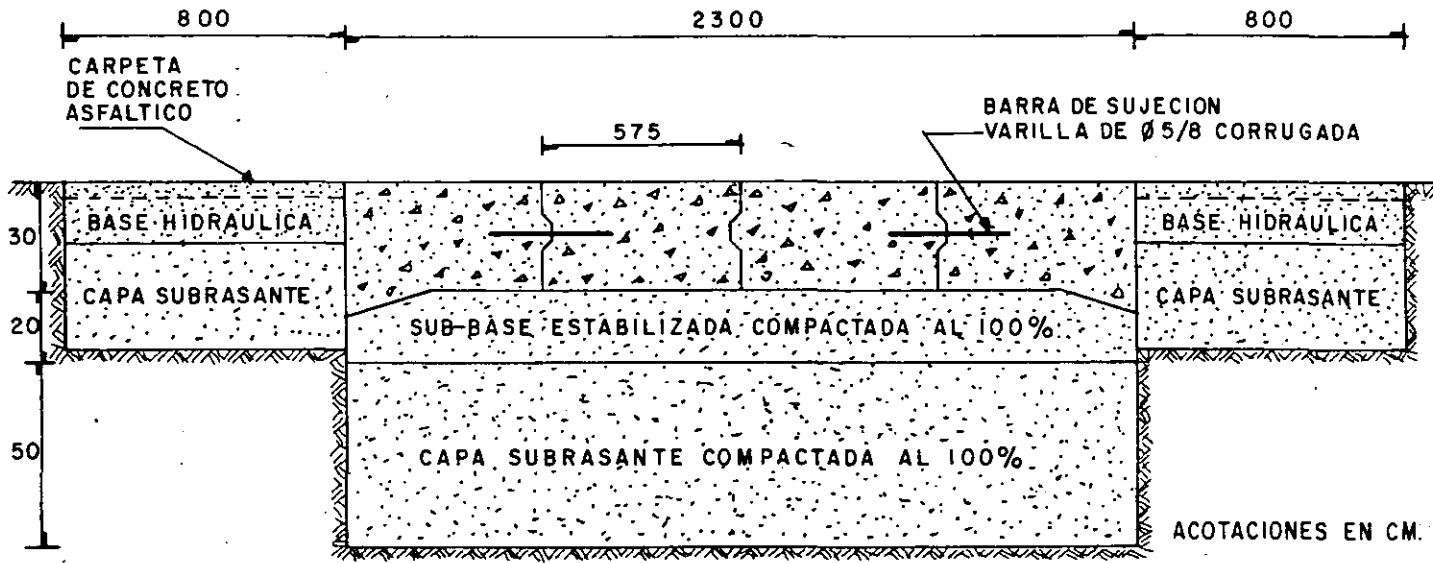


Fig. 4. Detalles recomendados de diseño para juntas - transversales en aeropistas.

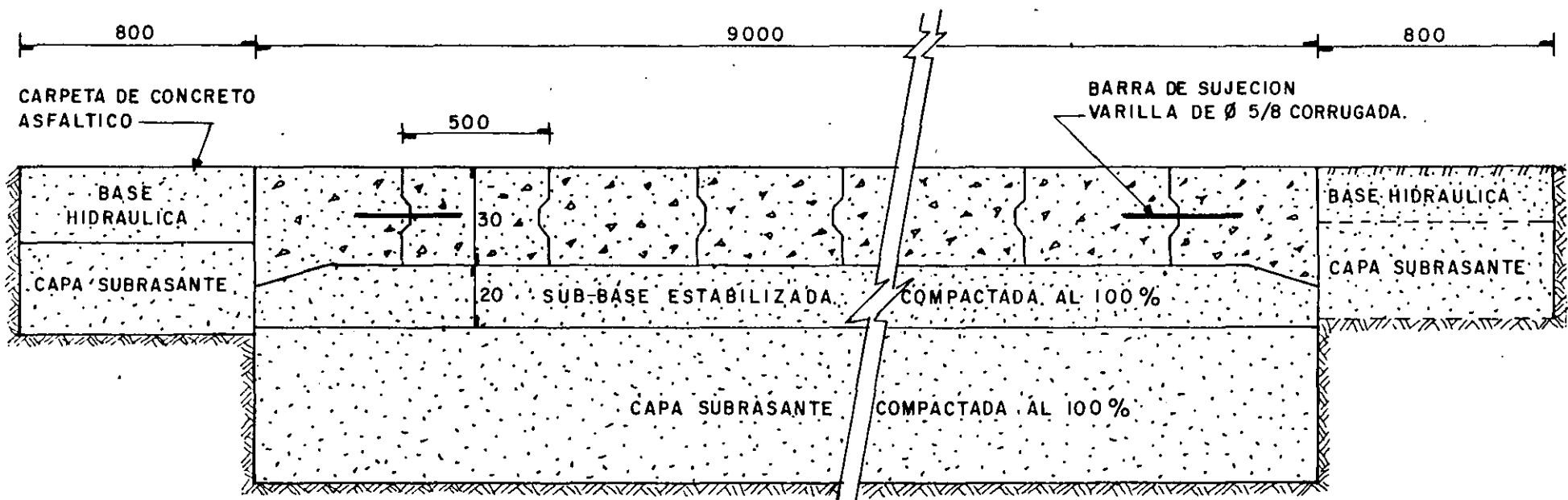
1. Deberán usarse pasajuntas en juntas ranuradas en los accesos, - pista de rodaje y secciones peraltadas en aeropistas. Deberán - omitirse en otras partes de la aeropista.
2. El tamaño y espaciamiento de las pasajuntas será el que se re - quiera.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION CALLES DE RODAJE

Fig. 5 Detalles recomendados de diseño de juntas longitudinales para aeropistas.

1. Barras de sujeción corrugadas instaladas en las juntas de ranura y de llave en anchos de 7.6 m a partir del borde del pavimento.
2. Pueden usarse juntas de construcción a tope con pasajuntas espaciadas como se requiera en vez de juntas de llave.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION PLATAFORMA DE OPERACIONES

ACOTACIONES EN CM.

Figura 6

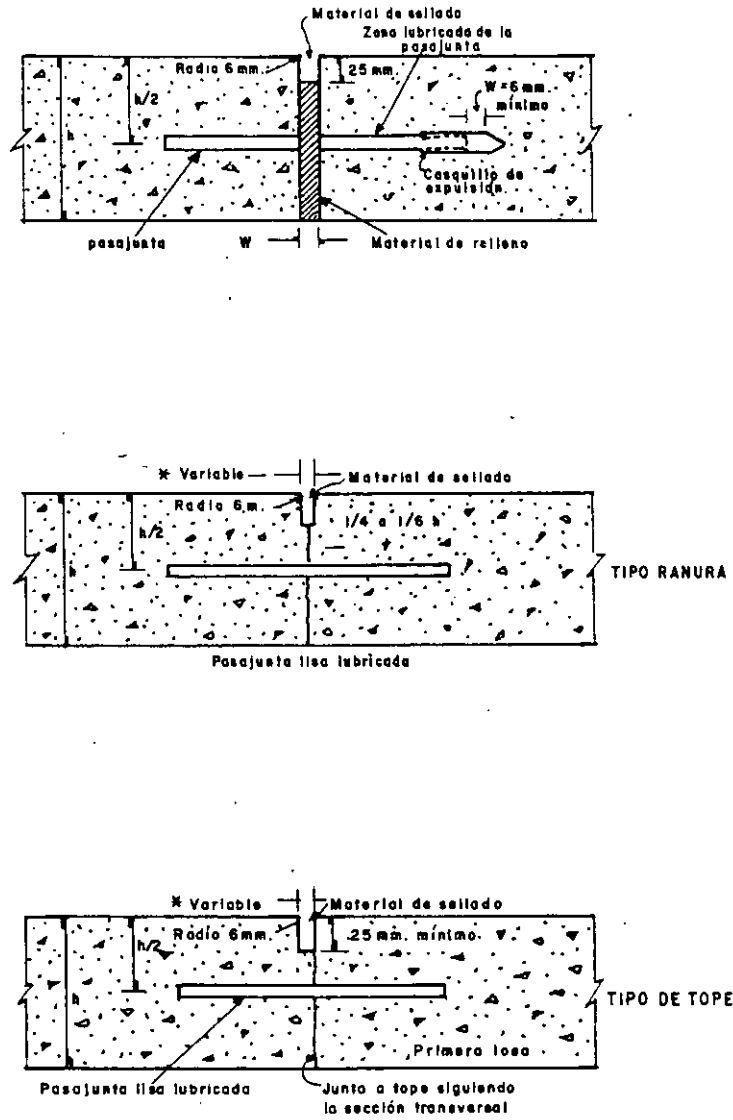
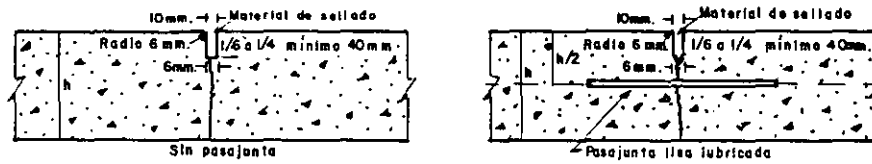
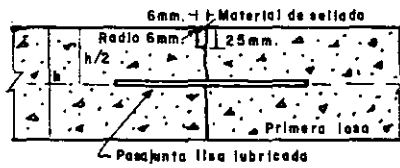


Fig. 7 Detalles recomendados de diseño para junta transversal de expansión en carreteras

JUNTAS DE CONTRACCION TIPO RANURA



JUNTA DE CONTRACCION A TOPE CON PASAJUNTAS



JUNTAS DE EXPANSION

JUNTA DE EXPANSION CON PASAJUNTAS

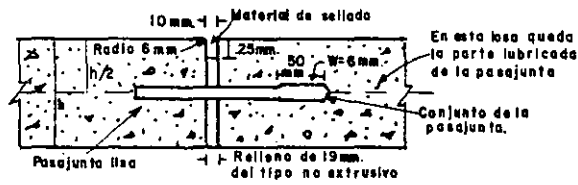


Fig. 8. Detalles recomendados de diseño de junta de contracción transversal para carreteras.

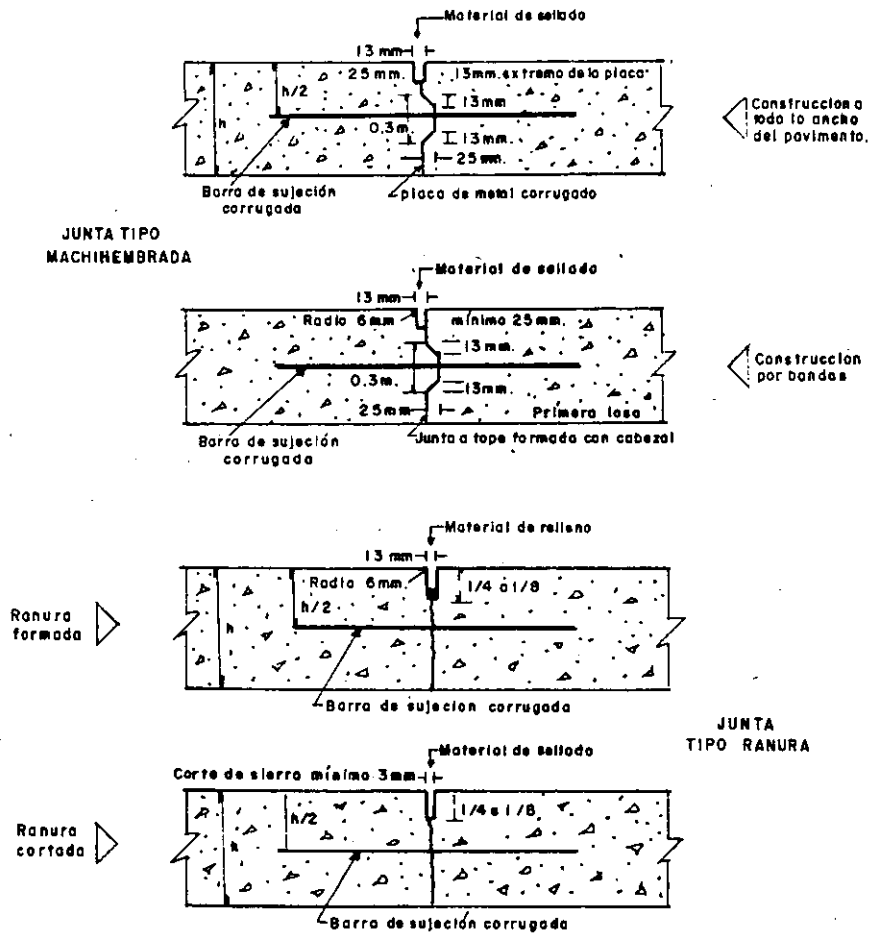


Fig. 9. Juntas longitudinales en carreteras

VII SELLADO DE LAS JUNTAS DE CONTRUCCION.

Una vez terminado el colado de losas y aserrado de las juntas se procede al sellado.

7.1 Productos Empleados.

Para sellar las juntas en losas de concreto se necesita un producto que debe resistir la acción de agua, aceites, minerales, gasolinas y combustibles de aviones a reacción.

En general son productos selladores del tipo termoplástico a base de alquitranes, mica activa, hule sintético clorinado y plasticantes estabilizadores. En su forma original es un líquido espeso negro con un peso específico de 1.4 kg/lt.

Para su aplicación debe calentarse hasta 140°C. Una vez frío se -- transforma en un cuerpo elástico con apariencia de hule blando de gran elasticidad que se produce por la formación de una red compleja de moléculas de hule sintético dentro de la masa. Las estructuras moleculares de hule se forman al calentarse el producto y se van completando poco a poco durante unos 90 días después del colado.

Después de 90 días, el producto mantiene su valor de penetración de 90 décimos de milímetros (medida estándar de dureza), no obstante estar expuesto a la intemperie.

El producto sellador termoplástico tiene una elevada adherencia en superficies secas y limpias, debido a la polaridad de la masa. La adherencia se califica en pruebas fijadas por la "Federal Specification SS - S1676" y en general deberá cumplir con las especificaciones "ASTM-D-1854".

7.2 Formas de Aplicación.

7.2.1 Limpieza de las Juntas.

Con objeto de retirar las impurezas alojadas en las ranuras deben limpiarse perfectamente éstas retirando todo cuerpo extraño y como operación final se aplicará un chiflón de aire para dejar perfectamente limpias las juntas sin adherencia ni polvo antes de aplicar el sello.

7.2.2 Aplicación del Sello.

Siendo el sello un producto termoplástico debe colocarse a una temperatura adecuada y uniforme. El material puede calentarse en la misma máquina aplicadora que está provista de un recipiente de doble fondo (camisa de aceite) para evitar un calentamiento local excesivo. La temperatura del aceite debe mantenerse a los 170°C hasta que el producto haya adquirido una temperatura uniforme de 140°C. Estando el producto a esta temperatura es un líquido bastante delgado, que fluye fácilmente sin hacer burbujas, que toma la forma de la sección que lo contiene y que penetra en fisuras, porosidades e intesticios, aumentando su anclaje y mejorando su adherencia intrínseca.

Debe mantenerse el recipiente calentador tapado durante el calentamiento de producto sellador. No es necesario revolver constantemente el producto durante su calentamiento. Se deberá revolver cuando ha alcanzado su temperatura de aplicación y especialmente de colocarlo.

En caso de trabajos en que se requiera una mayor eficiencia de la máquina aplicadora, ésta deberá ser abastecida con material previamente calentado a la temperatura de aplicación, manteniendo cerca de la zona de sellado una nodriza o calentador.

El precalentador es un recipiente de calentamiento, montado sobre una plataforma con ruedas que eleva la temperatura del producto por el mismo sistema del fondo (camisa de aceite). Este precalentador por su facilidad de circulación y traslado puede ir detrás de la máquina aplicadora con el objeto de abastecer en el momento oportuno.

La capacidad de la máquina aplicadora es de 63 lt, quedando una cámara de protección de dimensiones adecuadas, para absorber la dilatación del material, especialmente cuando éste ha alcanzado su temperatura óptima de aplicación.

La máquina está diseñada para efectuar la extracción de los 63 lts. en 45 minutos estando el material a una temperatura de 130 a 140°C. El precalentador tiene una capacidad de 126 lts con las mismas características de la máquina aplicadora.

El abastecimiento a la máquina aplicadora se efectúa entre 10 y 12 minutos a una temperatura de 130 a 140°C.

El calentamiento inicial en la aplicadora y precalentador es

de 90 a 120 minutos respectivamente para temperaturas ambientales de 20 a 25°C. Los calentamientos sucesivos en ambas máquinas son del orden de 40 minutos.

El empleo del precalentador elimina la pérdida de 30 minutos por carga, respecto al sistema de calentamientos sucesivos en la máquina aplicadora.

La colocación del producto se hace colando el material fundido dentro de las juntas ya preparadas, empleando un vertedor (boquilla), de dimensiones adecuadas. Debe procurarse no llenar totalmente la sección de la junta, dejándose de 3 a 5 mm libres para que al dilatarse el concreto no expulse el sello de la misma.

7.2.3 Restauración de las Juntas.

Las juntas que tengan abocardamientos, fracturas o cavidades con anchos mayores de 2 cm deberán ser restauradas antes de proceder al sellado.

La restauración consiste en reproducir nuevamente la forma original de la junta con productos epóxicos o similares.

Cuando se trata de pegar concreto nuevo con viejo se usará resina epóxica y en caso de resanes pequeños se usará el mortero epóxico o similares. Posteriormente se aplicará el producto de sellado.

VIII DISCUSION DE LAS CAUSAS QUE ORIGINAN DEFECTOS DE CONSTRUCCION Y METODOS PARA EVITARLOS.

8.1 Suministro del Concreto Mal Revenimiento.

- A. Revenimiento bajo 0-2 cm.
- B. Revenimiento alto 6 cm adelante.

A. En caso de revenimientos muy bajos (de 0 a 2 cm) es muy difícil colocar el concreto, retrasando esto el avance. No se logra tener suficientes finos en la superficie por lo que el acabado queda defectuoso y generalmente fuera de especificaciones en niveles terminados. Para evitar esto habrá que tener especial cuidado de suministrar concreto con los revenimientos y calidades especificadas.

B. Suministro del concreto con revenimiento demasiado alto 6 cm adelante.

El colocar este concreto puede causar agrietamientos indeseables, se corre el peligro de tener bajas resistencias. En general se prefiere deshechar estos concretos por estar fuera de especificaciones. El remedio es controlar la cantidad uniforme del concreto en el suministro.

8.2 Colocación Deficiente del Concreto.

A. Colocación con Volumen escaso.

B. Colocación con volumen sobrado.

A. Cuando se coloca el concreto en volumen escaso habrá que rellenar éste después del vibrado profundo, manualmente y distribuirlo con el equipo de acabado y vibrado superficial retrasado al avance de obra.

B. Cuando se coloca concreto en exceso se tiene que retirar el volumen sobrante con el personal manualmente ayudado con el equipo de vibrado superficial, esta operación se dificulta mucho debido a que el concreto sobrante ha sido vibrado intensamente encontrándose en forma densa y compacto.

Esta operación es difícil, lenta y retrasa los avances de obra. En los dos casos habrá que tener especial cuidado de colocar el concreto en cantidad exacta para evitar estos problemas.

8.3 Pisar el Concreto Fresco.

Debe evitarse a toda costa pisar el concreto fresco cuando está terminado de colocar, para lo cual deben tenerse en el sitio de obra puentes de trabajo. El arreglar estos desperfectos se hace recortando las protuberancias que quedan y rellenando las oquedades con productos especializados que en todo caso son muy caros.

8.4 Mal Alineamiento de la Cimbra.

El problema que presenta es de aspecto. Para corregirlo se corta con disco de diamante alineando las juntas del concreto, esa operación es muy costosa.

8.5 Malos Niveles de la Sub-base.

Este es el problema más común y más serio que se presenta en el trabajo de construcción de losas de concreto hidráulico. Se debe principalmente al equipo convencional que se usa para su tendido. A pesar de tener especial cuidado en colocar suficientes trompos para el afine, no se logran las tolerancias de especificaciones. Como no se pueden dejar losas con espesor menor al especificado hay que hacer los recortes, como normalmente se hacen manuales, siempre quedan excedidos y el volumen adicional resultante habrá que reponerlo con concreto hidráulico. El costo del concreto hidráulico es de 8 a 10 veces más caro que el de la sub-base.

El remedio sería usar equipos especializados para el afine de sub-rasante y sub-base controladas por sistemas electrohidráulicos mediante guías de alambre previamente nivelados y alineados.

8.6 Lluvias Inesperadas Cuando se está Colando Losa de Concreto.

Esto puede suceder con cierta frecuencia en algunas zonas.

La lluvia puede deslavar la capa terminada o dejar huellas de gotas, dando mal aspecto, aunque no afecte la resistencia del concreto.

Se deberá prevenir con cubiertas de estructuras ligeras que permitan proteger el concreto fresco sin llegar a estar en contacto. El tramo que deberá cubrirse es el que tenga hasta 2 horas de colado.

Otra preocupación adicional es suspender de inmediato el colado y colocar una junta de construcción con barras pasajuntas.

8.7 Agua Atrapada en Zona de Colado.

Puede darse el caso que quede encajonada el agua sobre la sub-base por no tener salida natural o haber sido tapada esta por necesidad de trabajo. Esto puede, deteriorar la sub-base por filtración de agua, perdiéndose la compactación y formas baches. Para proteger al máximo la sub-base deberá cubrirse con un producto asfáltico que impida el paso del agua y evitar en lo posible dejar áreas que no tengan salidas naturales de agua.

Todo defecto de la sub-base deberá repararse de inmediato.

8.8 Excesiva Temperatura Ambiente y Fuertes Vientos.

Excesiva temperatura ambiente y fuertes vientos, causan agrietamientos

prematureros por la rápida pérdida de humedad en la superficie del concreto.

Puede intentarse tratar de incorporar superficialmente el agua perdida por medio de rociadores, con resultados regulares.

Lo más recomendable sería cambiar los turnos de trabajo suspendiéndolo a las horas más críticas de temperatura o de viento.

8.9 Juntas.

Si se hace el ranurado fuera del tiempo adecuado se presentan problemas.

8.9.1 En caso de ranurado prematuro se despostilla el bordo de la junta dejando muy mal aspecto.

8.9.2 En caso de aserrar demasiado tarde se puede presentar la ruptura de la losa fuera del sitio del proyecto con aspecto desagradable y problemas de sellado.

En los casos de junta despostillada si los despostillamientos son más anchos de dos centímetros, habrá que corregirlos con productos especiales. En el caso de fractura de losa fuera del sitio de proyecto, se hace una ranura a cincel para luego sellarla.

Ambos casos son lentos y costosos.

Para lograr un aserrado a tiempo oportuno con resultados correctos, es conveniente hacer una plataforma de prueba, colando un piso de concreto similar al usado en el pavimento y efectuando cortes con ella a diferentes tiempos, recomendando iniciar el primer corte cuando el concreto soporte el equipo de corte sin dejar huella en la superficie y continuando con un corte cada 1/4 de hora. Por simple inspección ocular de resultados, puede encontrarse el tiempo óptimo para iniciar los cortes con los mejores resultados.

Estos tiempos de entrada para corte pueden modificarse al cambiar las condiciones de temperatura, humedad y viento, y deberán ajustarse continuamente.

8.9.3 Juntas mal limpiadas.

A. Cuando la junta no queda completamente libre de polvo, no hay buena adherencia entre el concreto y el saliente quedando igual que si no hubiera sido aplicado el sello, con el problema

de filtraciones de agua en esa junta. Esto se evita sopleteando bien la junta antes del sellado a fin de eliminar el polvo.

B. Si no se eliminan los fragmentos de grava que queden en la junta estos pueden producir concentraciones de cargas cuando la losa sufre expansiones, cerrándose la junta y originando despo^stillamientos en las aristas de la misma. Esto se evita eliminando dichos fragmentos con un cepillo, alambre o un objeto con punta.

8.10 Fallas por Grietas Longitudinales.

Esto puede presentarse cuando el aserrado longitudinal no se hace oportunamente en caso de colocar con equipos de colocación muy anchos.

Otro caso de grieta longitudinal puede producirse en aeropista en la segunda línea de losas (de afuera hacia adentro) estas se unen mediante barras de sujeción quedando unidas la primera, segunda y tercera línea de afuera hacia adentro; por efecto de expansión falla de losa de la segunda línea provocando una grieta longitudinal en su centro. Esto se corrige ajustando el proyecto de junta de sujeción eliminando las que unen las losas de la segunda y tercera línea.

8.11 Fallas por Curado Defectuoso.

Cuando la membrana de curado se aplique fuera de tiempo o en cantidad deficiente se producen grietas pequeñas, que si bien no tienen gran profundidad, si indican que el concreto superficial no logró la resistencia requerida. Esto se corrige aplicando a tiempo la membrana de curado en cantidad suficiente y que cumpla las especificaciones de calidad.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

17. PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION

ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO

AGOSTO - 1992

PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.

I CONSTRUCCION.

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderable la construcción. En la realización de una obra, este campo sigue inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción en la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinaria con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad normalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

Consiste la construcción en uno o varios procesos de producción en el o los que se combinen en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado, se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra, en cambio en el proceso típico industrial este es repetitivo.

II CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS.

Entre estos procesos es muy común encontrar la construcción de pavimentos, que bien sea parte del proceso total o todo el proceso que se presenta en la mayor parte de las obras que se construyen. Consiste pues la construcción de pavimentos en combinar maquinaria, materiales y obras de mano, a fin de obtener la obra o parte de la obra de acuerdo con lo planteado en el diseño.

En la planeación de la construcción de un pavimento, el problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, o dicho en otra forma definirá en todos sus puntos el procedimiento de construcción a usarse.

III PROCESOS.

Podemos pues presentar la construcción en general como uno o varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y una salida, la obra terminada.

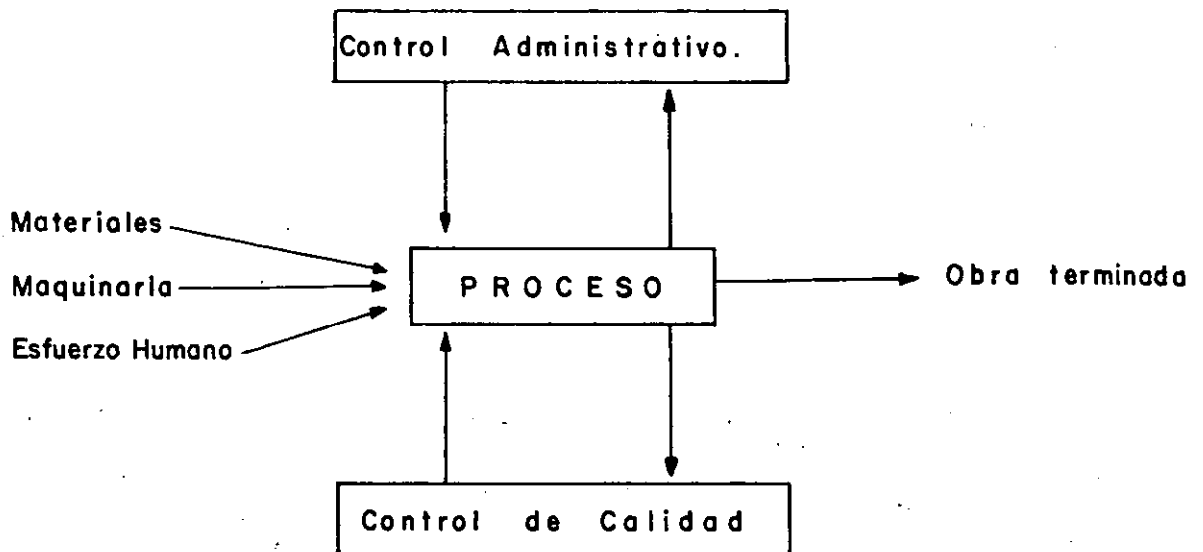


Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, por ejemplo: (bases, subbases, carpetas), cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen -- por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra que deseamos.

IV CONTROLES.

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil -- comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si esta -- coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió, esto es, si -- las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo planeado no coincidirá con lo -- ejecutado. A la revisión de el uso de los recursos a lo largo de la ejecu -- ción se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la -- obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le -- denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a -- lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planea -- ción; en realidad constituyen en si un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en es -- tos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estándar actúan -- sobre los procedimientos de construcción para corregir las dos desviaciones -- y acercar el producto al estándar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguien -- te esquema.



V TOMA DE DECISIONES.

El ingeniero que se ocupa de la construcción de pavimentos tiene que planear anticipadamente el equipo a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas en ciertas combinaciones que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan pues varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del equipo en Construcción de Pavimentos es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicando este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción adecuada. Ambos métodos se usan comunmente en el problema de selección de equipo.

VI OBJETIVOS.

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan, y que solucionará el problema tendremos en alguna forma que comparar --

Las posibles soluciones. Se presenta el problema de como compararlas ¿En función de qué? ¿Como valuarlas? El ingeniero deberá pues determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valuar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía, es decir tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios en el caso de la selección de equipo -- sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será pues una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá -- una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá pues tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá definir tanto los costos físicamente creados por el uso de su alternativa, como los derivados de usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá pues del criterio económico. La evaluación de las alternativas podría tomar la forma de:

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse pues que lo que busca el ingeniero es hacer máximas las utilidades.

VII PROCEDIMIENTO PARA TOMAR DECISIONES.

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valuar el mismo, (posibles bancos, posición de la planta de asfalto, tipo de planta, etc.), lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión.- Esta definición y valuación del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos

alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

VIII CERTEZA — RIESGO — INCERTIDUMBRE.

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados de la situación, consecuencia de tomar dichas alternativas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la posibilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilísticas de las variables.

IX PROCESO — SISTEMAS.

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos que en realidad estamos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes en número.

ro, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

X RESTRICCIONES.

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o limitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas, como no poder -- cambiar bancos de materiales, o por condiciones topográficas, estar fija la posición de las plantas de trituración, mezcla de base o planta de asfalto.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitará la aplicación de la técnica del ingeniero.

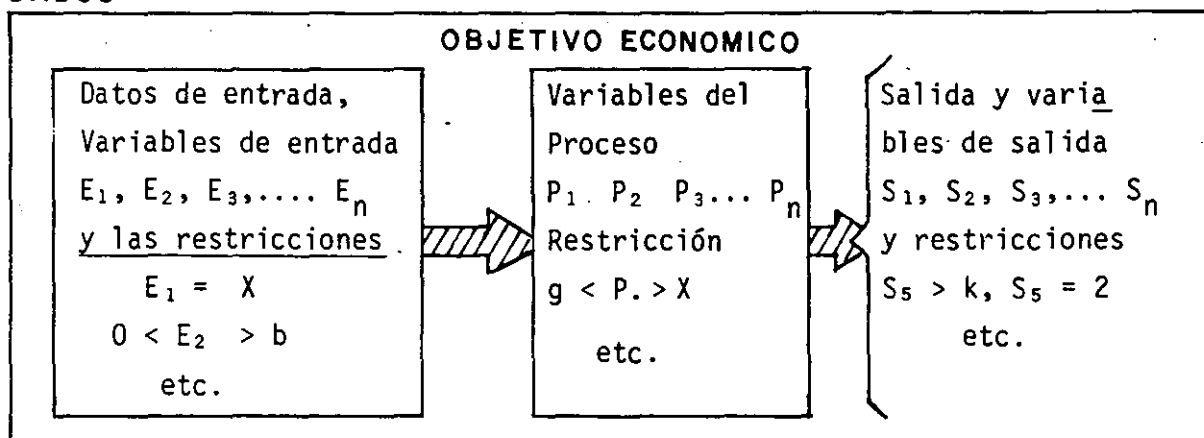
XI SELECCION DE VARIABLES.

No es fácil encontrar todas las variables, por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser:

- a) Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo, como la influencia de iniciar los trabajos, el equipo a usar, etc.
- b) Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación:

DADOS



Encontrar.

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo al criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

XII SISTEMAS — MODELOS.

Para tomar nuestra decisión o conjunto de decisiones dentro de los considerados anteriormente señaladas requerimos representar nuestro proceso (sistema), de tal manera que operando sobre la representación modificando los valores de las variables controlables tengamos salidas que se aproximen o sean las mismas que las obtenidas al operar el sistema real.

Se define sistema como una cantidad individual delimitada formada por un conjunto de componentes (pueden ser subsistemas) diseñadas para actuar estimuladas por factores externos (entradas) y orientadas para lograr la salida deseada. De acuerdo con esta definición nuestro proceso constructivo de la pavimentación, en realidad constituye un sistema.

Una característica importante de los sistemas es que deben ser integrados, esto es que exista una clara interdependencia entre todas sus partes (independientemente de que estas partes sean Sub-Sistemas o no) que constituyan un todo de tal manera que al efectuarse un cambio en una parte, otras queden en mayor o menor grado afectadas por dicho cambio.

XIII MODELOS MATEMATICOS.

Para manejar y planear sistemas, así como para ayudar a tomar decisiones sobre sistemas establecidos, se han desarrollado gran cantidad de modelos matemáticos cuyo estudio pertenece a la investigación de operaciones.

Al enfrentarse el ingeniero a las decisiones que tiene que tomar respecto a su sistema-obra, debe aprovechar los modelos ya desarrollados para analizar sub-sistemas o el sistema en conjunto.

La construcción de modelos ha tenido un desarrollo impresionante en los últimos años y esta actividad se amplía cada vez más. Paralelo a la construcción, la ampliación de los modelos a la práctica se está generalizando también y los campos en donde se puede aplicar se pluralizan en el futuro.

En la actualidad existen modelos como la construcción de red de activi-

dades. El análisis de tiempos y relaciones de precedencia de la red se amplía al obtenerse además la ruta crítica y al poder agregar análisis de costos de recursos utilizados en las actividades.

Modelos como los de reemplazo ayudan a determinar la vida económica de las máquinas indicando cuando se debe hacer un reemplazo y cuando una reparación, etc., para que la operación de la máquina sea económica.

Modelos de control de inventarios pueden ayudar a establecer políticas óptimas, desde el punto de vista económico, para determinar cuánto y cuando se debe ordenar de cada uno de los materiales que se manejan en almacén y que tienen una demanda conocida.

La programación lineal y el problema del transporte tienen varias aplicaciones en el campo de la ingeniería civil. Se puede encontrar de la manera más económica de transportar cierto material (cemento, concreto, material de base o carpeta, etc.), desde un conjunto de orígenes donde existe en cantidades conocidas, hasta un conjunto de destinos donde es requerido en cantidades también conocidas. Se puede aplicar también a la asignación científica de personal, o de maquinaria, a la determinación óptima de la mezcla de materiales procedentes de diferentes bancos para proporcionar cierta cantidad para una base cumpliendo con especificaciones conocidas.

En aquellos fenómenos en los que se forma una cola porque no existe un equilibrio entre la demanda de servicio y la rapidez con que este servicio se proporciona, también pueden utilizarse modelos ya desarrollados.

La parte de la investigación de operaciones que se ocupa de su estudio se llama teoría de los fenómenos de espera. Es fácil localizar problemas de este tipo de un sistema-obra.

Por ejemplo los camiones en fila, esperando que una excavadora, pala, draga, cargador, etc., los cargue para estudiar la capacidad, número rapidez (eficiencia) que los cargadores deben tener para lograr un equilibrio económico, o para impedir que la cola de camiones sea demasiado larga.

Hay además multitud de problemas económicos de comparación entre alternativas en los que debemos mencionar la necesidad de juzgar las diversas alternativas que se presenten no solo por el costo directo, inmediato que cada una de ellas tengan, sino también por los costos futuros consecuencias de dichas alternativas.

Para hacer estas comparaciones con cantidades homogéneas hay que tomar en consideración el valor del dinero en el tiempo y el manejo de tasas de interés, temas de gran interés para las decisiones del ingeniero.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas de la investigación de operaciones se ha desarrollado en la creación de modelos no analíticos -- que expresan las reacciones más importantes y que simulan lo más posible las condiciones reales.

Esta técnica se llama simulación y su aplicación ha tenido éxitos notables. Han sido especialmente útiles aplicados al diseño y la operación de obras de ingeniería, pero no hay razón para suponer que no pueden aplicarse con igual éxito a la construcción.

La explotación de una pedrera, la trituración de un material para base, el acarreo de materiales para la pavimentación, etc., son operaciones que fácilmente se podrían simular.

XIV TOMA DE DECISION.

a) Prueba del Modelo.

Es muy conveniente que al desarrollar un modelo, para que represente convenientemente el sistema se pruebe continuamente mientras se está construyendo.

Al terminar el modelo se realizan pruebas para garantizar su propiedad. Si el modelo tiene deficiencias, es decir las salidas, no corresponden a la realidad del sistema, pueden deberse a que no se seleccionaron adecuadamente las variables significativas, o bien las relaciones entre variables no corresponden a la realidad.

Pueden también probarse el modelo a través de pruebas parciales o restringidas de las soluciones propuestas siempre que esto sea posible.

b) Sensibilidad.

Sensibilidad de un sistema en general se refiere al cambio o cambios en los parámetros del sistema (coeficiente o en su caso entradas).

La sensibilidad tiene especial importancia, pues le indica al ingeniero como se comporta una decisión cuando las condiciones cambian por alguna razón, como por condiciones del material cambia el equipo de compactación.

El estudio de la sensibilidad es muy importante para formar la decisión, puede ser que una decisión tenga alta sensibilidad, esto sea vulnerable a pequeños cambios de las variables controlables. Cuando esto sucede es muy con

veniente realizar una investigación que nos asegure la validez de los datos que están siendo evaluados.

c) Selección de la Vía de Acción.

Cualquiera que sea el sistema de comparación de alternativas, desde simple intuición hasta el uso de complicados modelos matemáticos, hay que tomar en cuenta ciertas condiciones que influyen importantemente en la decisión.

En primer lugar la persona o personas que van a tomarla. En general la valuación en términos del objetivo no forma algunas variables en consideración, o puede ser que se consideran variables no significativas algunas variables de carácter probabilístico. Una persona con propensión a no tomar riesgos en un caso de los anteriores, tomará una decisión diferente a una persona que toma riesgos. Esto es una característica psicológica del sujeto que va a tomar la decisión y conviene tomarlo en cuenta.

De todos modos hay que repasar las variables que se consideren no-significativas, pues hay variables que para ciertos valores no son significativas, pero que en otros rangos si lo son. Un repaso en función de la valuación de las alternativas es pues conveniente.

También es frecuente que la valuación se realice bajo certeza, cuando en prácticamente todos los problemas de Ingeniería se presentan bajo riesgo o incertidumbre. En el momento de tomar una decisión, conviene también repasar cuales son las condiciones en que realmente se presenta el problema.

El análisis de sensibilidad es también muy conveniente, pues nos indicará como se comporta una solución ante variaciones en las condiciones planteadas, como por ejemplo que sucede si en vez de trabajar un turno trabajo dos o tres.

En general todos estos puntos son analizados y pesados al tomar la decisión, cualquiera que sea el procedimiento de valuación de alternativas que se haya seguido.

XV DECISION.

Especificación de una Solución. Una vez elegida la solución en la toma de decisiones, inmediatamente se deberá proceder a especificar los atributos físicos y las características de funcionamiento de la misma con tanto detalle como se requiera para que las personas que van a participar en su imple-

mentación conozcan hasta el detalle necesario. Principalmente cuando el que planea es una persona diferente del que ejecuta, es preciso elaborar cuidadamente documentación, de tal manera completa, que pueda comunicar a otros la solución.

Normalmente se hace mención de la necesidad de la solución propuesta, se especifica la solución, mediante dibujos y especificaciones y se justifican sus características y funcionamiento.

Muchas veces se hace necesario acompañar todo esto con un resumen del proceso decisorio, y de los argumentos empleados para seleccionar la vía de acción, de tal manera que si se hace necesario el algún momento revisar la solución estos pueda hacerse fácil y rápidamente.

Aceptación de la Solución. Se ha demostrado con experimentos que una solución derivada de un análisis cuantitativo normalmente tiene poca aceptación. Es frecuente que las personas a las que se propone se inclinen por aceptar más fácilmente una solución derivada de la experiencia que una que tenga bases cuantitativas, pero que sea deducida.

Para tener mayores probabilidades de éxito en la aceptación de la solución a la persona o personas que se van a dedicar posteriormente a la implementación.

Esto es común hacerlo formando un equipo con la persona que planea y la o las que posteriormente van a encargarse de la implantación del plan. Desafortunadamente esto no es posible a veces o la planeación en Construcción de Pavimentos muchas veces se hace antes de iniciar los trabajos; por ejemplo si se concursa para definir el valor probable de los trabajos. Esto hace difícil lograr que se facilite al planeador el que se acepte su plan a priori.

Por otra parte es común que se tenga que cambiar al encargado de los trabajos y que el nuevo encargado no acepte las soluciones contenidas en el plan que se estaba siguiendo.

Es pues muy conveniente que se preste gran atención a la forma en que se va a presentar el plan que contiene las decisiones deducidas analíticamente, pues si el ejecutor no piensa que las decisiones son correctas es bastante probable que la solución sea un fracaso.

Un sistema que se ha seguido con éxito es reunir a todos los encargados de las obras para prepararlos en las técnicas de la decisión. Aprovechar para que entre todos planeen el sistema de información decisión que servirá para planear las obras, de modo que tengan confianza en el método y crean en él. Sin embargo cualquier sistema tiene sus fallas que tendremos que estar prontos a corregir problema que se presente en la implementación proveniente de que el encargado "duda" de la solución propuesta.

Implantación. Es muy frecuente que al implantar la solución se presenten condiciones no previstas que obliguen a modificar en poco o en mucho la solución especificada. Por otro lado puede también suceder que la realidad no conteste completamente a lo previsto en el análisis. En ambos casos es muy conveniente que en estas modificaciones necesarias intervenga la persona que se encargó de seleccionar la vía de acción más conveniente, para que al realizar dichas modificaciones no se caiga en otra vía de acción inconveniente desde el punto de vista del objetivo.

Esto se obvia organizando reuniones entre los encargados de planeación y los de la implantación del plan, que muchas veces conduce a modificaciones que mejoran inclusive la solución.

Control. Cuando se trata de una cadena de decisiones o el proceso se realiza en tiempos largos es indispensable al planear la solución, planear también las herramientas de control, con objeto de poder supervisar fácilmente si la realidad se comporta de acuerdo con lo previsto.

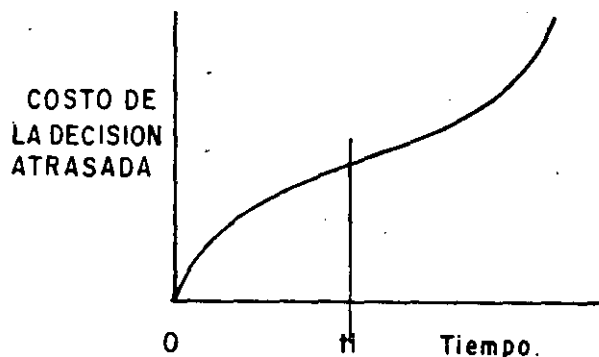
Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

Oportunidad de las decisiones. Toda decisión tomada por el ingeniero debe cumplir entre otras condiciones la de ser adecuada y oportuna.

La segunda de las características mencionadas, la oportunidad en las decisiones, es tan importante como la primera. No basta que la decisión que se toma sea adecuada, es necesario que también sea oportuna para que ejerza la función para la cual se requiere.

Si la decisión es adecuada y oportuna, se logrará el resultado deseado. Si sólo se satisface una de las dos condiciones anteriores, no se obtendrán los resultados apetecidos.

Si se define el costo de la decisión atrasada como la diferencia entre el costo en el tiempo t menos el costo en el tiempo cero, considerando que el tiempo cero en que se debe tomar la decisión, se puede describir la forma teórica general que el costo de la decisión atrasada tiene, independientemente del tipo de decisión de que se trate, a través de la gráfica siguiente:



Si la decisión de toma en el momento justo (tiempo cero) el costo de la decisión atrasada será cero; a medida que pasa el tiempo el costo de la decisión atrasada aumenta con una cierta rapidez fr crecimiento hasta llegar a un tiempo t_i después del cual esta rapidez se encrementa notablemente. Así, para toda decisión se pueden distinguir dos regiones la primera de 0 a t_i , donde el costo de la decisión atrasada no es muy importante, y de t_i en adelante, donde el costo de la decisión atrasada puede resultar tan alto, que puede afectar seriamente la actividad de que se trate, o tal vez el proyecto completo desde el punto de vista económico. Sin embargo, aunque se conoce la forma de la curva, es muy difícil definirla cuantitativamente para una decisión cualquiera. Las escalas, como es lógico suponer, son diferentes para cada caso; tanto para lo que se refiere a los costos como a los tiempos. El costo de la decisión atrasada es tanto más difícil de cuantificar cuanto más complejo sea el sistema en el cual se hace la decisión, ya que un atraso en una decisión no suele afectar exclusivamente a una actividad, sino a un conjunto de actividades directa o indirectamente conectadas a ella.

Decisiones Correctivas. A lo largo del tiempo de ejecución del proyecto y mediante los mecanismos de control podemos detectar desviaciones significativas entre lo planeado y lo real. Estas desviaciones deberán corregirse tomando una serie de decisiones que tiendan a colocar el proyecto en su ejecución correcta. Esta serie de decisiones correctivas pueden originar una modificación completa de la planeación o sea una replaneación del proceso. En el caso de estas decisiones es particularmente importante que sean oportunas, pues en caso de dilaciones el costo de la decisión atrasada se eleva muy rápidamente con el tiempo, puesto que el proyecto está en marcha.

XVI DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS.

a. Generalidades.

En todos los problemas a que se enfrenta el Ingeniero Civil existe un grado de incertidumbre principiando por la información que recibe, las condiciones del medio ambiente etc.

El concepto probabilidad es conocido por todo el mundo y su definición ha variado en el transcurso del tiempo. La definición matemática de la probabilidad no pertenece a este curso y en su lugar se puede hablar de probabilidad como la frecuencia relativa de éxito en un experimento, de forma que es el cociente del número de eventos favorables dividido entre el número total de eventos del experimento. De esta definición se puede de inmediato concluir que la probabilidad variará entre cero y uno incluyendo ambos valores, pero que no puede tomar ningún otro valor menor de cero o mayor de uno.

Certeza probabilista es la que se tiene con respecto a un fenómeno o -- evento cualquiera con probabilidad de ocurrencia = 1. (Evento seguro).

Sin embargo, dentro de los sistemas - obra es muy difícil encontrar - - eventos cuya probabilidad de ocurrencia sea uno. Esto nos dirige hacia la - utilización de técnicas que tomen en cuenta el aspecto probabilista de los - fenómenos que maneja. Esto no quiere decir que el ingeniero trate todos los problemas en forma probabilista, sino que cuando menos tenga en cuenta el as- pecto probabilista y lo utilice cuando el problema por su importancia se lo - exija.

Muy relacionados con los aspectos de probabilidad están los conceptos - de riesgo e incertidumbre. En realidad ambos reflejan el punto de vista pro- babilista de los problemas y no hay distinción clara entre ambos conceptos. - Mientras algunos autores los consideran equivalentes, otros establecen una - distinción, la que adoptaremos aquí: El análisis del riesgo lo utilizaremos - en aquellos casos en que existan eventos probabilistas, pero sus caracterís- ticas (la más importante es la distribución de probabilidad) se conocen; -- mientras que la incertidumbre existe en aquellos casos en que no se conocen - las características probabilistas de un fenómeno.

XVII DECISIONES A NIVEL DE OBRA.

a) Minimizando costo directo.

Este es un método comunmente usado en la obra para definir el equipo - adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento debe usarse en - una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera co- mo sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de - las diferentes actividades o sistemas de la obra entre si.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares para bus- car una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se re- fieran a compactación.

b) Considerando gastos indirectos.

Puede considerarse el sistema obra completa, lo cual es complicado, pe- ro más comunmente se consideran algunas variables significativas que tienen - que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo conside- rar el Costo del Almacén, Costo Financiamiento, etc.

c) Flujo de información.

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flu-

jo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo especial - de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este sistema.

XVIII DECISIONES A NIVEL GERENCIA.

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-em presa. En este sistema las obras son subsistemas.

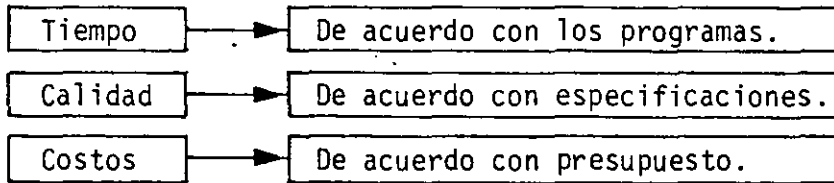
Es común que una decisión a nivel de gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en pariencia menos convenientes.

Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo los aspectos financieros:

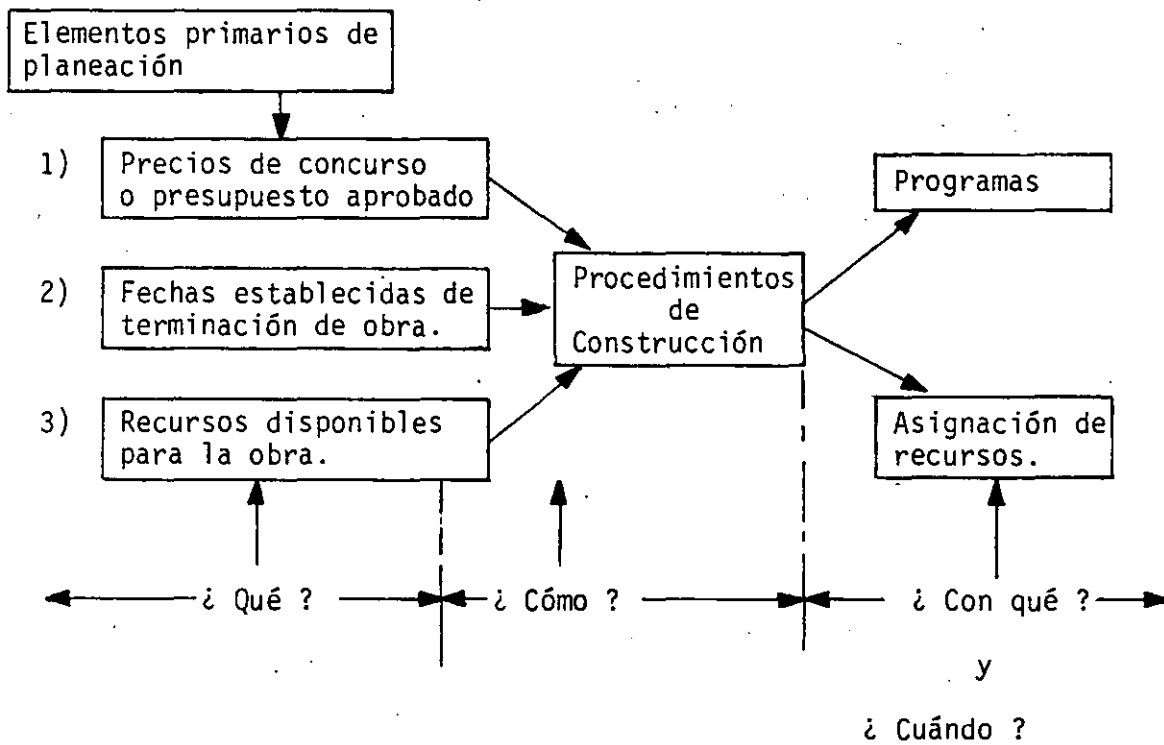
En resumen podríamos plantear las tres preguntas que se indican a continuación y buscar su solución.

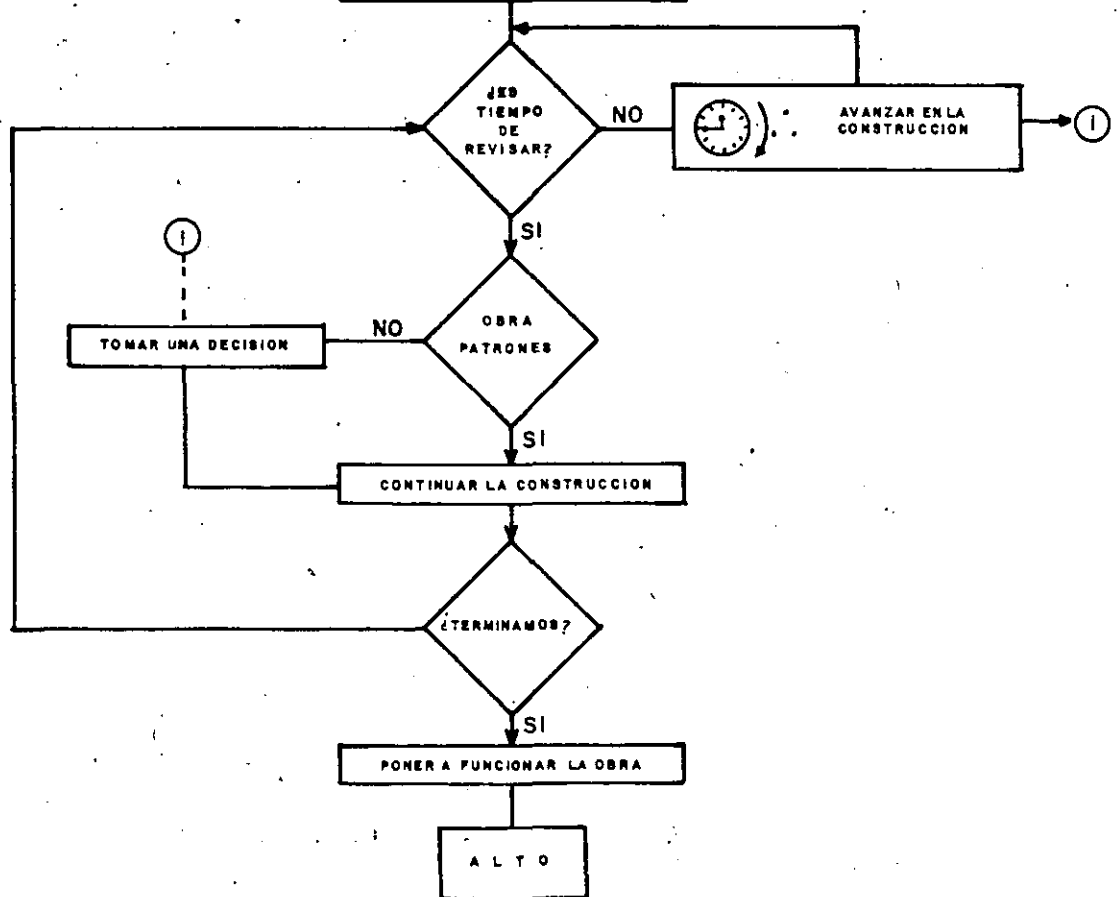
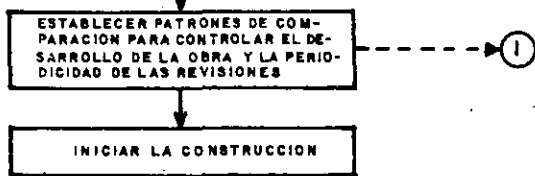
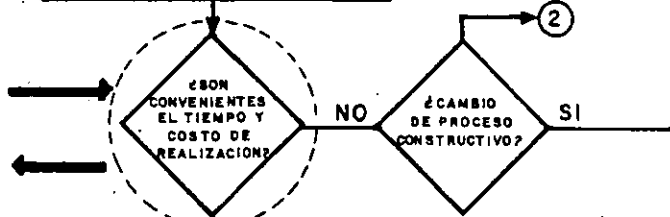
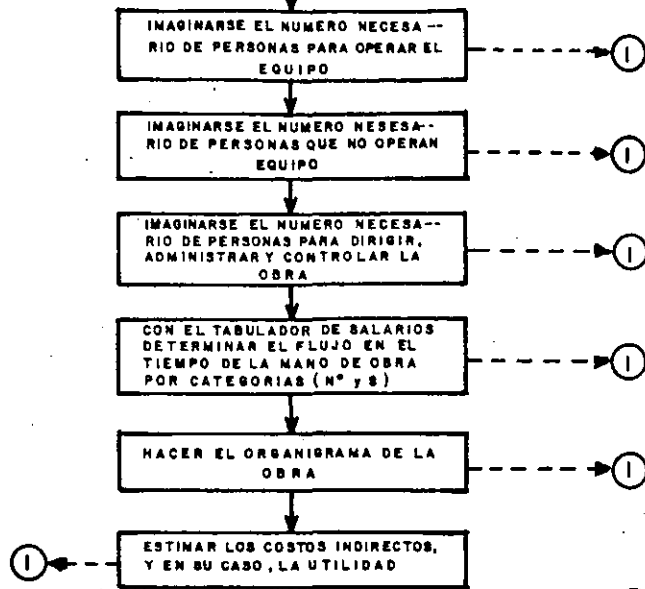
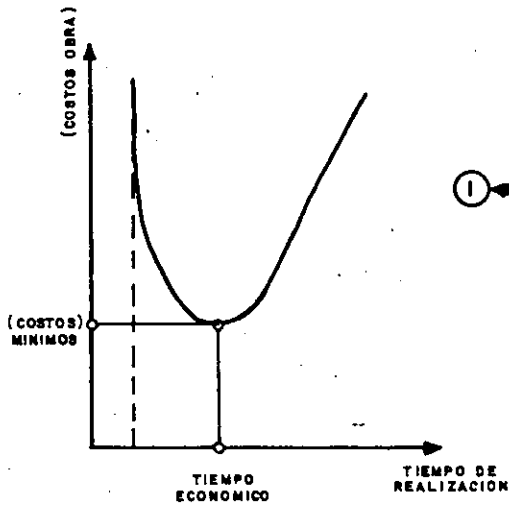


¿ Qué hay que controlar ?

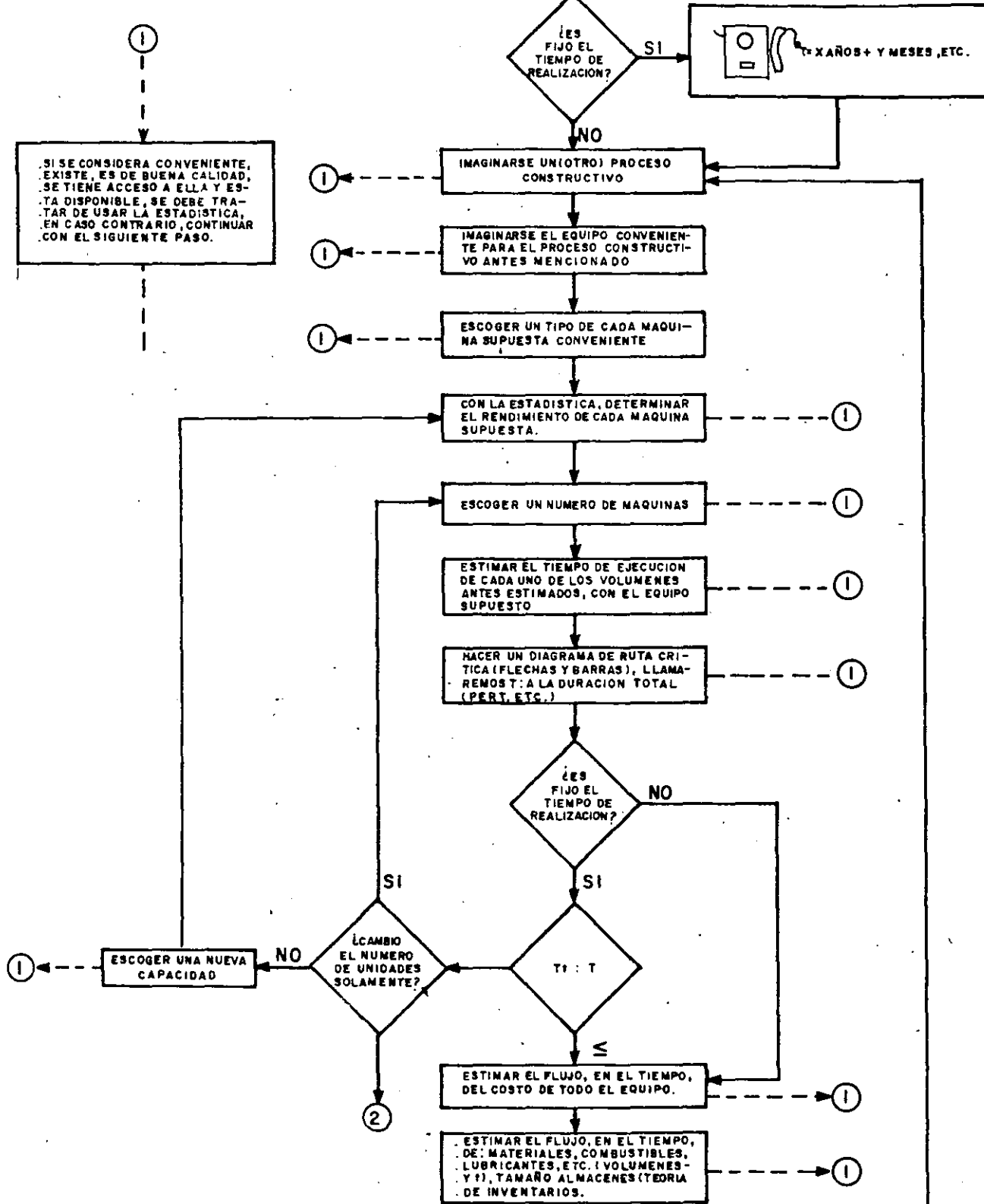


¿ Cómo planear ?





EXPERIENCIA= ESTADISTICA MENTAL





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE "PAVIMENTOS I"

Del 24 al 31 de agosto de 1992

**18. CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO DE SECCIONES
ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS**

ING. SANTIAGO BARRAGAN ABARTE

AGOSTO - 1992

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.

I.a Concepto de Sección Estructural

Actualmente se considera que un pavimento flexible es el conjunto de una subbase, una base y una carpeta. En los últimos años, muchos ingenieros de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes han empezado a incorporar a este esquema una subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan fuera del esquema.

La experiencia demuestra que el trabajo de un pavimento es, sin duda, el resultado de la colaboración de todos los elementos, desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Urge introducir en la S.C.T. el concepto de Sección Estructural de la Carretera (Terreno de cimentación, terracería, subrasante, subbase, base y carpeta, en general).

Dejando a un lado aspectos teóricos en que después se abundará, consideréanse algunos aspectos prácticos.

1. El ingeniero especialista en pavimentos se preocupa de subbase, base y carpeta y, cuando mucho, de la subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan al cuidado del especialista en geotecnia o no se toman en cuenta. El paso de los años ha hecho que ambos cuerpos de especialistas desarrollen filosofías distintas y basen su preparación en cosas diferentes.

¿Que se diría de un puente cuya subestructura la diseñara un cuerpo de especialistas y la superestructura otro?

¿Que se diría de un edificio de 40 pisos, en que 30 fueran diseñados por un cuerpo de especialistas y 10 por otro? Sobre todo si la filosofía técnica de ambos grupos no coincidiera. ¿Cuál sería el comportamiento sísmico del edificio, por decir algo?

- PRIMERA CONCLUSION PRACTICA

En la SCT el grupo de hombres que tiene que ver con terreno de cimentación, terracería y pavimento debe ser el mismo y dar a todos los elementos el mismo interés.

.....

2. Actualmente se pierde capacidad de opción.

En un estudio geotécnico se contempla la terracería que debe usarse y el terreno de cimentación con que debe trabajar se, sin saber que pavimento irá arriba.

La mayoría de los estudios de pavimentos se hacen sobre terracerías construidas. Estas no se toman en cuenta con ningún criterio que se refiera a deformabilidad, resistencia y estabilidad volumétrica. Sólo se prohíbe el uso de suelos finos con límite líquido mayor que 100% o de turbas.

- SEGUNDA CONCLUSION PRACTICA

En el momento de colocar un pavimento, lo que hay abajo puede ser de calidad tal que, póngase lo que se ponga arriba, fracasará. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla -- blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve -- tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

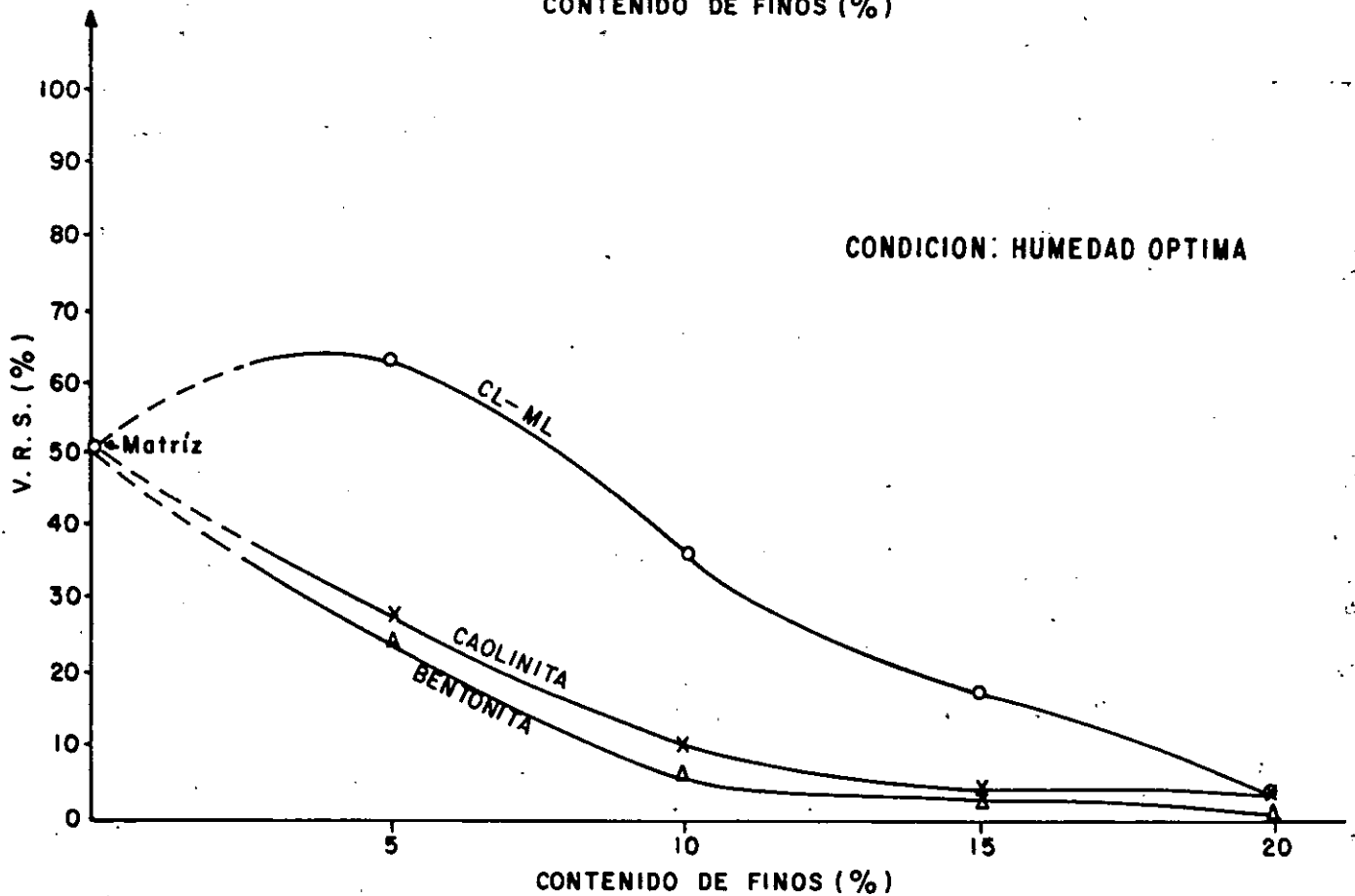
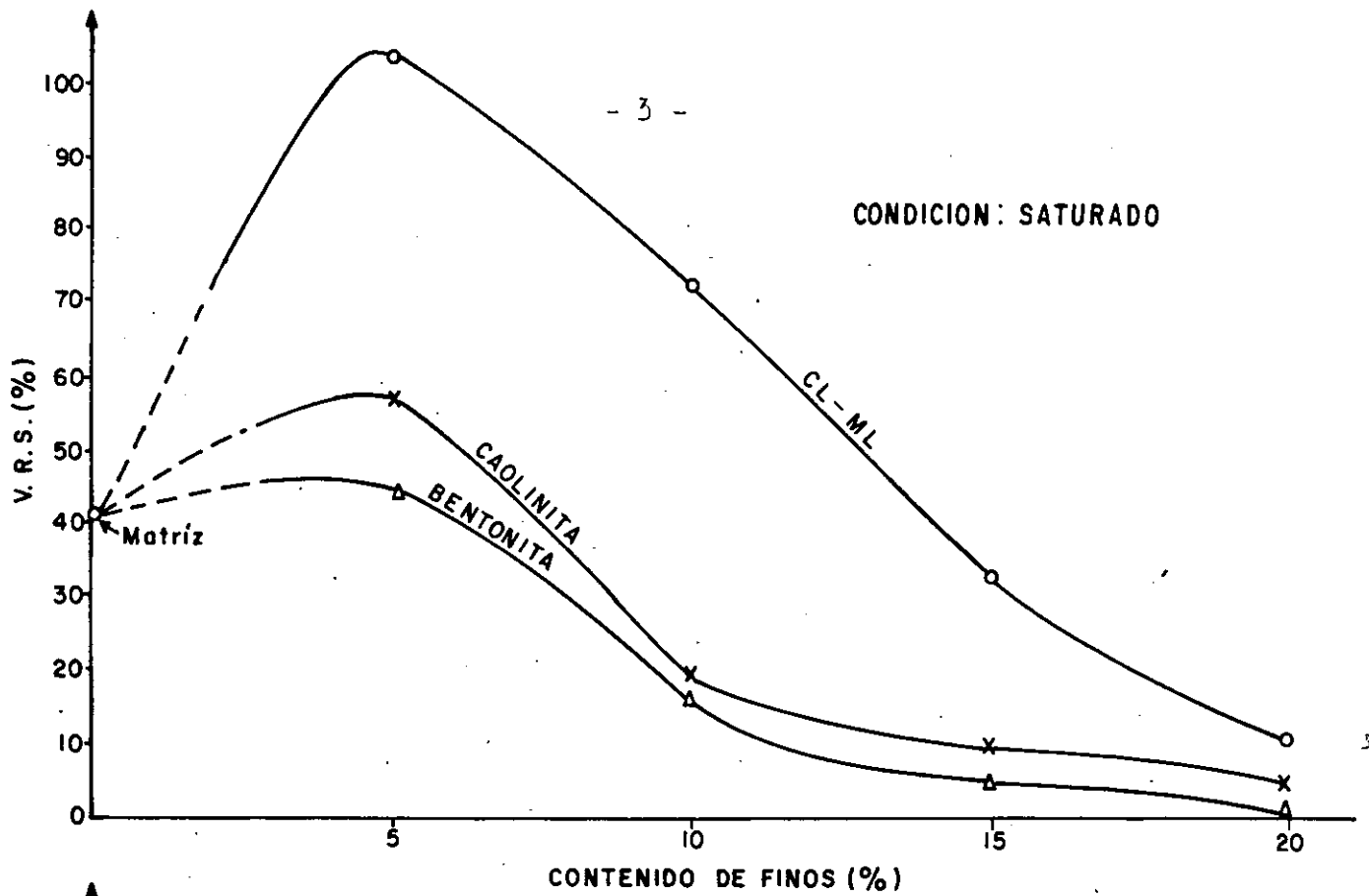
El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera --- trascendente.

Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, -- con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un -- material de terracería peor, con un pavimento más importante, -- se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas -- oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compacta -- ción fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para -- otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado -- que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materia -- les en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los -- suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se -- exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes criterios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volu -- métrica.



CURVAS V.R.S. CONTENIDO DE FINOS EN (%)
COMPACTACION AASHTO ESTANDAR.

- ARBITRARIEDAD ACTUAL

Las especificaciones dicen que en subrasante no debe usarse ningún material con límite líquido mayor de 100% y excluyen también los materiales OH₁, con límite líquido entre 50 y 100%, pero no excluyen los materiales MH₁. El Sistema Unificado no establece entre los materiales OH y MH otra diferencia que la apreciación visual del contenido de materia orgánica. Es OH el que lo tenga apreciable. Si en el campo esa diferenciación la hiciera Arturo Casagrande, quizá condujera a algo útil, pero si la hace el autor de este escrito, la distinción ya no sería tan confiable y conduciría a una separación arbitraria en la que se aceptarían materiales peores que otros que se desecharían.

1.b Efecto y Papel del Agua en los Pavimentos

El agua en los pavimentos flexibles proviene de tres fuentes:

1. La que asciende de lo profundo por capilaridad
2. La que se infiltra por arriba de la carretera, con origen pluvial. Su vía de acceso más frecuente son las grietas en la superficie de rodamiento.
3. La que llega a la carretera por flujo interno, a través de cortes y terreno de apoyo.

Es sabido que en los suelos compactados que contengan material fino, el aumento en el contenido de agua produce:

- Pérdida de resistencia
- Aumento de deformabilidad
- Expansiones

Si el contenido de agua baja posteriormente, la resistencia aumenta (a no ser que haya agrietamiento, en cuyo caso disminuirá la resistencia masiva), la deformabilidad disminuye y el suelo con nosotros se contrae. Este juego de expansión y contracción es la inestabilidad volumétrica.

Las arenas y las gravas no cambian sus características mecánicas por variación en el contenido de agua. Los suelos finos, sí.

En general, los fenómenos anteriores se entienden bien con la mente, pero frecuentemente se actúa olvidándolos.

.....

Sin embargo, hay un punto en donde parece haber un mal entendido, con repercusiones prácticas. Es en lo referente al efecto del clima. Se dice que las zonas lluviosas son difíciles y las secas fáciles. Esto es fácilmente falso.

En las zonas muy secas, los suelos finos están muy contraídos por evaporación. Al colocar un camino se interrumpe la evaporación local, que con la ascensión capilar y la escasa lluvia, conformaba el equilibrio hidráulico zonal; como consecuencia, el contenido de agua bajo el camino aumenta y los suelos finos, muy contraídos anteriormente, se expanden mucho. En zonas muy lluviosas, los suelos finos están muy poco contraídos previamente y, aunque su contenido de agua crezca, su comportamiento se modifica poco respecto al original. Por eso en zonas secas los suelos finos tampoco suelen ser confiables.

En vez de ligar el comportamiento general de los pavimentos flexibles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en parteaguas estarán en condición más favorable que camino en zonas de valle, hacia donde tienden a ir las aguas y a acumularse los suelos finos.

El agua tiene otro efecto que rara vez se contempla en los pavimentos flexibles, que es el bombeo a través del agrietamiento en la carpeta, cuando ésta se deprime bajo la carga y se expande al pasar ésta; si hay agua en la base, ésta es expulsada a través de la grieta por la succión producida. Si en la base hay finos, el agua los arrastra y bajo la grieta se crea vacío, que es un bache futuro.

1.c Efectos de Fatiga

La fatiga es la falla de una estructura bajo la continuada repetición de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimento falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Cuando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una entidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deformación continuada.

Se ha visto que la fatiga tiene un umbral. Un esfuerzo muy pequeño puede aplicarse muchas veces sin daño, pero uno mayor causa la ruptura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un elemento rígido está sujeto a aplicación repetida de un esfuerzo, sólo podrá aguantar a base de gran flexibilidad o gran resistencia, de

manera que el esfuerzo reiteradamente aplicado le resulte muy pequeño.

En general, el umbral de fatiga se expresa como un porcentaje de la resistencia máxima, que es la que hace fallar al material con una sola aplicación.

Es usual que los umbrales de fatiga anden por el 50% de dicha resistencia máxima; así, en una capa de la sección estructural de una carretera, el umbral de fatiga depende de la resistencia máxima, el tránsito ocasionará esfuerzos comparativamente pequeños, quizá hasta por abajo del umbral de fatiga o, en todo caso, esfuerzos que puedan ser resistidos sin falla un gran número de veces.

De esta manera, las secciones muy resistentes aguantan bien la fatiga. Sabido es que, en el otro extremo, las secciones sumamente flexibles también la aguantan bien, pues absorben sin daño los vaivenes de la deformación.

En un pavimento los elementos rígidos suelen ser los superficiales. Desgraciadamente se necesita colocar lo rígido donde el riesgo de fatiga es mayor; ésta es una idea fundamental.

- CONCLUSIONES

1. Los pavimentos fallan por fatiga.
2. El riesgo de la fatiga depende de la intensidad del esfuerzo reiteradamente aplicado, en comparación con la resistencia máxima del elemento.
3. La flexibilidad ayuda a soportar fatiga.
4. La rigidez hace una pésima combinación con la fatiga.
5. En un pavimento, el riesgo de fatiga es máximo en la superficie y disminuye con la profundidad.
6. Desdichadamente los elementos más rígidos han de colocarse en la superficie.
7. La defensa de la superficie de un pavimento será entonces la flexibilidad o una resistencia tan grande que haga los esfuerzos aplicados pequeños en comparación con la resistencia máxima del elemento.

1.d Tipo de Resistencia Requerido en los Diferentes Niveles de un Pavimento.

Las cargas actúan en la superficie y los esfuerzos disminuyen con la profundidad. Luego el requerimiento de resistencia será máxi-

mo en la superficie y disminuirá con la profundidad. La experiencia ha probado que los materiales de tipo grava y arena limpias, cuando están bien compactados y cuando tienen confinamiento, aunque sea pequeño, ofrecen mayor resistencia que los suelos finos del tipo de los limos y las arcillas; además, dicha resistencia, una vez obtenida es en los suelos gruesos mucho más perdurable y depende menos del agua. Por esta razón, el arte ordena el empleo de materiales friccionantes en las capas superficiales. La excepción es la carpeta, pues las gravas y las arenas naturales no tienen resistencia a la dispersión, por lo que a la carpeta hay que darle un aglutinante que le dé coherencia; más abajo, esto ya no importa, pues el confinamiento da a las gravas y las arenas mucha estabilidad.

El mismo arte impone el uso de suelos más finos en las capas inferiores, donde el requerimiento de resistencia es bajo y ello porque los materiales con finos abundan más y, por ello, su adquisición es más barata. Pero los materiales finos, amén de poco resistentes, tienen la cualidad de que cualquier resistencia inicial que se les dé es poco perdurable ante el ambate del agua. Frecuentemente la resistencia cae más cuando más se compacten, es decir, cuanto mayor sea su resistencia inicial.

Además, los suelos finos son mucho más deformables. En consecuencia, el enemigo de las capas inferiores de un pavimento es la deformabilidad y la inestabilidad volumétrica.

La verdad es que los requerimientos de resistencia arriba se dan con relativa facilidad y son permanentes, en tanto que si no se quiere caer en costos excesivos como rutina, los requerimientos de deformabilidad y estabilidad volumétrica abajo son mucho más difíciles de lograr y de garantizar.

En un camino de alto tránsito el efecto de las cargas de éste será muy importante y, por ello, lo será el riesgo de fatiga en las capas superiores de la sección estructural, que son más rígidas. En un camino de tránsito bajo, por el contrario, el principal efecto destructivo será la inestabilidad volumétrica de capas más profundas, en el nivel de la subrasante o de la terracería.

Por ello, debe aceptarse que en algo como el 70% de la red nacional de carreteras, el éxito de un camino estará en proporcionar materiales volumétricamente estables en presencia de agua en terracerías y sobrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendién- dose a simples porcentajes y que hay muchos matices a considerar. Por ejemplo, los caminos que teniendo hoy un volumen de tránsito relativamente bajo, tengan una previsión de crecimiento muy acele- rada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto -- (en comparación a la rigidez de las capetas y al nivel de los re- fuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas - inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, indepen- dientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir mate- riales finos a las -ases de los pavimentos flexibles, pues con -- ello se disminuye su resistencia, se aumenta su deformabilidad y se compromete la permanencia de las propiedades iniciales, es - - decir, se violan todos los principios en que se basa el arte de - la construcción de los pavimentos flexibles. Las investigaciones hechas en la SCT hacen ver que el límite generalmente aceptado - de 18% de finos, en áreas de favorecer la compactación de las ba- ses, es muy elevado y jamás debería exceder de algo en el orden - del 8%, lo que equivale prácticamente a no añadir finos, pues esa cantidad la dan los polvos de trituración, las contaminaciones -- naturales y los efectos posteriores de ruptura de partículas, - - principalmente durante la compactación.

- CONCLUSIONES

1. Las capas superiores de un pavimento exigen resistencia fric- cionante. El arte y la economía llevan esta idea hasta la -- subbase inclusive.
2. Las capas inferiores llevan por economía materiales finos, lo que trae un problema de deformabilidad e inestabilidad volumé- tricas.
3. La carpeta es un elemento especial que exige un aglutinante, - que siempre aumenta su rigidez, haciéndola susceptible a la - fatiga. Este es un elemento fundamental a considerar, pues - si la carpeta se agrieta empieza a entrar el agua y las cosas empezarán a ir mal, sobre todo si la base y la subbase tie - nen finos o no tienen la suficiente capaxidad drenante o no - están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan -

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, - paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de aspectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccio nante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades -- de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros -- campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

.....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probablemente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entre el agua. En la práctica SCT, el daño que causa el agua se favorece por los finos en las bases y por la pobre liga de éstas con los elementos de drenaje.
2. Mala calidad de materiales en subrasantes y terracerías. Al ser este conjunto muy deformable e inestable, actúa la fatiga, se agrieta la carpeta, penetra el agua hasta las capas susceptibles y la destrucción progresa en forma incontrolable.
3. Falta de compactación, sobre todo en torno a obras de drenaje. Falta de subdrenaje en las zonas de corte o balcón en que se necesita.
4. Defectos constructivos, sobre todo en juntas de construcción en la carpeta, en la construcción de carpetas con finos, por heterogeneidad en la distribución del asfalto, por construir en época de lluvias, etc.
5. Uso de materiales con rebote elástico en subrasante y terracería. Se mencionan por separado porque la SCT no tiene ninguna prueba de calidad para detectarlos. (Muchas veces son de baja plasticidad y alto VRS).
6. Agrietamiento longitudinal.

Puede verse que todas las causas llegan a lo mismo. Agua en una sección estructural que en algún eslabón reacciona con aumento de deformabilidad, inestabilidad volumétrica y deja indefensa ante los efectos de la fatiga a la carpeta, la que se agrieta progresivamente y deja entrar aún más agua.

- SEXTA CONCLUSION PRACTICA

Parece conveniente dar la máxima atención a que las carpetas no empiecen a agrietarse.

.....

1.f Subdrenaje

No se juzga necesario insistir en su importancia, después de todo lo dicho. Para poder prescindir de él habría que usar materiales sin -- susceptibilidad al agua en toda la sección estructural, lo que conduciría a, que la propia sección fuera una obra de subdrenaje en sí misma, pero cuyo costo sería aberrante. Usando subdrenaje muchos mate- riales económicos pueden trabajar perfectamente.

1.g Criterios de Falla en los Pavimentos Flexibles.

Los métodos de diseño que la SCT utiliza hoy adolecen del defecto de no contemplar ningún criterio de falla. En la tecnología SCT falla - de pavimento significa destrucción del mismo, lo que no es un criterio ingenieril. Un criterio de falla es algo que debe manejarse para que la destrucción no se produzca. El trabajar sin un criterio de falla implica no poder seguir la evolución de un pavimento hasta el fin de - su vida útil (falla funcional) y, por lo tanto, impide adquirir expe- riencia personal o institucional sobre el comportamiento de los pavi- mentos. Implica simplemente hacer algo y esperar que el pavimento --- dure; la destrucción anticipada del mismo es siempre una sorpresa desa- gradable.

Actualmente están en uso dos criterios de falla en la práctica municipal:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada es el 25% del - área construida.
- Se fija un nivel de deflexión máxima tolerable, medida por cualquier método (Viga Benkelman, Dynaflect, etc.). La deflexión especificada es función del espesor de la carpeta y del tránsito.

Es evidente que los criterios anteriores pueden y deben mejorarse, en sí mismos y en sus detalles, pero seguirlos tiene la ventaja de compro- meterse con la evolución de la estructura. Por lo demás, puede verse - que los dos criterios van un poco a lo mismo, que es evitar el agrieta- miento en las carpetas y garantizar que lo que hay debajo no sea defor- mable en exceso. Un criterio se fija en como se acumula la deformación y el otro en como se produce bajo la carga transitoria. En ambos se - ve una marcada preocupación por la fatiga y por la deformabilidad, muy poco tomadas en cuenta por la actual práctica SCT.

- CONCLUSIONES

1. Investigar para llegar a un criterio de falla de los pavimentos -- mejor que los que hoy existen, es deseable.

2. Debe haber una adecuación correcta entre la rigidez de todas las capas de la sección estructural de un camino, en comparación al nivel de esfuerzos que actúa en la capa.
3. Dados los materiales que la Secretaría utiliza usualmente en terracerías y subrasantes, el uso universal de sobrecarpetas en la conservación es un error, que viola el principio de homogeneidad y tiene que conducir a destrucción rápida de los pavimentos corregidos, que, de hecho, quedan en peor situación después del refuerzo.
4. Se enfrenta un serio problema al futuro por dos razones:
 - Aumento previsto de cargas legales
 - Falta la compactación en una gran parte de la red, construida de antiguo, que posee una sección estructural deformable.

Las combinaciones de estos dos factores hacen que la práctica de sobrecarpetas haya de verse con el mayor recelo. Esta es una práctica de uso mundial, pero los países en que tiene éxito, la utilizan sobre secciones no deformables, construidas con buenos materiales. Este es un caso típico de una falla de concepto en la adaptación de tecnologías externas.

- SEPTIMA CONCLUSION PRACTICA

Se ve el aparente error que se comete con los métodos de diseño hoy en boga. Estos proyectan los pavimentos de abajo a arriba, cuando debería de ser al revés. Por tránsito, podrá definirse que tipo de carpeta requiere el camino y estimar su susceptibilidad a la fatiga. Todo el resto de la sección estructural deberá conformarse a este hecho y a evitar una inestabilidad volumétrica importante. Los espesores de las diferentes capas, dentro de lo que dicten las reglas del arte, son asunto secundario, aunque haya de dárseles consideración.

Utilización de Materiales Indeseables.

El no tener normas de plasticidad en las terracerías, el aceptar malos materiales en las subrasantes y el contaminar subbases y bases, produce errores que afectan a los pavimentos flexibles en forma difícilmente reparable. No hay que olvidar que, en algunos casos, el terreno de cimentación deberá ser objeto de atención especial, por su mala calidad.

La ausencia de subdrenaje contribuye a hacer que los materiales malos se comporten en forma incontrolable.

La compactación debe entenderse con cuidado. En materiales friccionantes no susceptibles al agua, como arenas, gravas y enrocamientos, siempre es buena y cuanto mayor, mejor, pues da resistencia y quita deformabilidad. En cambio, en capas con suelos finos (más de 8 - 10 - 12%, según la actividad de los finos) el efecto de aumentarla puede ser poco eficiente, irrelevante o, frecuentemente contraproducente, por la reconocida capacidad de expansión y contracción que adquieren los materiales finos compactados.

La contaminación de bases con finos es un error grave, que debe prohibirse. Si los finos son plásticos nada hay ya que decir. Cuando se usan finos no plásticos siempre bajan la resistencia de la capa y aumentan su deformabilidad, aunque en menor grado (se gastó dinero al incorporarlos, para tener un resultado más pobre); además, frecuentemente los finos "no plásticos" incorporados aumentan las características de rebote elástico y, por ende, la susceptibilidad a la fatiga. En la tecnología actual no hay un método serio de control para garantizar que se incorporen a las bases finos "no plásticos" y, mucho menos, no resilientes; en un banco de finos es usual que cambios importantes de plasticidad ocurran de metro a metro, como no sea en una playa o algo así de excepcional. La mayor parte de las rocas que al alterarse no producen arcillas (rocas claras) tienen contenidos importantes de mica, muy proclive al rebote elástico.

De este criterio se exceptúa el de estabilización mecánica en caminos alimentadores de muy bajo tránsito, en el que seguramente es tolerable la inclusión de un porcentaje de finos no plásticos, no superior al 20%, en revestimiento, la condición de que éstos se coloquen sobre una

CBR > 3% (Compactación dinámica 95% AASHTO estándar con el contenido de agua natural que el suelo tenga a 1.5m de profundidad, en el momento de hacer el estudio)

- Expansión máxima medida en CBR < 3%

- Terraplenes de suelo con fragmentos

El tamaño máximo del fragmento no será mayor que la mitad del espesor del cuerpo del terraplén, con máximo de 1 m y el metro superior de dicho cuerpo se construirá con suelo. (tamaño máximo 7.5 cm) con no más de un 20% de fragmentos chicos (tamaño máximo 20 cm).

- Pedraplenes

Deberán adoptarse las recomendaciones producidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Deberá existir una capa de transición de 60 cm de reza sobre el enrocamiento y otra de 50 cm de terraplén de suelo, con las especificaciones arriba señaladas.

2. Recomendaciones de calidad para capa subrasante

Límite líquido < 40%

Índice plástico < 10%

CBR > 5% (Compactación dinámica al 100% AASHTO estándar, con contenido de agua óptimo de la prueba)

Expansión (medida en CBR) < 1%

Porcentaje que pasa malla No. 200 < 25%

El espesor de la subrasante deberá definirse en un análisis de diseño y no especificarse a priori. Para efectos de proyecto geométrico podrán considerarse 40 cm.

El grado de compactación deberá ser 100% AASHTO estándar.

3. La subbase merece algún comentario, en el sentido de que con buena

.....

terracería y subrasante puede ser más económica que lo que hoy se especifica. Parece suficiente garantizar CBR mínimo de 30% y un equivalente de arena de 30%.

Las normas granulométricas actuales son aceptables, haciendo énfasis en que la capa no necesariamente ha de caer en la zona actual. Debe ser un material francamente friccional, con no más de 15% de finos menores que la malla No. 200, con límite líquido menor o igual a 30% e índice de plasticidad menor o igual que 6%.

Los actuales requerimientos de contracción lineal y valor cementante no tienen sentido correlacionable.

Como se ve, se busca una subbase friccional, con excelente estabilidad volumétrica y baja deformabilidad, aunque el requerimiento de resistencia, medido por el CBR, resulte menor que lo que hoy se exige. El espesor de esta capa seguramente no debe ser menor de 15 cm.

4. En lo que se refiere a bases y carpetas, parecen aceptables las normas actuales, excepto en lo ya comentado referente a la inclusión de finos y a los valores de contracción lineal y valor cementante. El equivalente de arena de la base no deberá ser menor de 40%. Unas mejores normas para materiales de base podrían ser:

- Si la granulometría se desarrolla en la zona I y el equivalente de arena es mayor de 50%, el material es aceptable sin más.
- Si la curva granulométrica se desarrolla en la zona II, el equivalente de arena es mayor de 40% y el CBR es mayor de 80%, el material es aceptable para caminos de bajo tránsito y en los caminos de tránsito alto, las normas anteriores deberán aplicarse con CBR mayor que 100%. En los caminos de tránsito excepcionalmente alto, este material no debe utilizarse.
- Los materiales cuya curva granulométrica se desarrolla en la zona III, no deben usarse en bases.

5. En lo relativo a compactación, debe considerarse lo ya anteriormente dicho. En materiales friccionales, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.

6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurren en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laborato

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valuar subjetiva, pero racionalmente, cuál es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas, será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurrán circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que traí-

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patrioterismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. -- La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige -- conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por verosado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de -- artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano. -- Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacer lo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuad

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.